

**SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG BETON PADA  
PROYEK PEMBANGUNAN APARTMENT RIVERSIDE MALANG**



*Disusun Oleh :*

**HADI WIRA NASARANI**

**08.21.049**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL**

**MALANG**

**2014**

**LEMBAR PERSETUJUAN**  
**SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG BETON PADA  
PROYEK PEMBANGUNAN APARTMENT RIVERSIDE MALANG**

*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil S-1  
Institut Teknologi Nasional Malang*

**Disusun Oleh :**

**HADI WIRA NASARANI**

**08.21.049**

**Menyetujui :**

**Dosen Pembimbing I**



**(Ir. Eding Iskak Imananto, MT)**

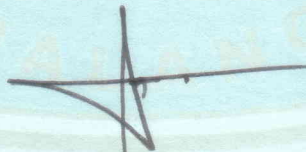
**Dosen Pembimbing II**



**(Ir. Munasih, MT)**

**Mengetahui,**

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1  
Institut Teknologi Nasional Malang**



**(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2014**

## LEMBAR PENGESAHAN

### STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG BETON PADA PROYEK PEMBANGUNAN APARTMENT RIVERSIDE MALANG

#### SKRIPSI

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi  
Jenjang Strata Satu (S-1)*

*Pada Hari : Rabu*

*Tanggal : 13 Agustus 2014*

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil*

**Disusun Oleh :**

**HADI WIRA NASARANI**

**08.21.049**

**Disahkan oleh :**

**Ketua**



**(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)**

**Sekretaris**



**(Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT)**

**Anggota Penguji :**

**Penguji I**



**(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)**

**Penguji II**



**(Ir. Ester Priskasari, MT)**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2014**

## PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

~~Saya yang~~ bertanda tangan di bawah ini :

~~Nama~~ : Hadi Wira Nasarani

~~NPM~~ : 08.21.049

~~Program Studi~~ : Teknik Sipil S-1

~~Kejuruan~~ : Teknik Sipil dan Perencanaan

~~Menyatakan~~ dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya yang berjudul :

**"STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG BETON PADA  
PROYEK PEMBANGUNAN APARTMENT RIVERSIDE MALANG"**

~~Karya asli~~ karya saya sendiri dan bukan merupakan duplikat serta tidak mengutip

~~dan menyadur~~ hasil karya orang lain, kecuali yang disebut dari sumber asli dan

~~terdapat~~ dalam daftar pustaka.

Malang, Agustus 2014

Yang Membuat Pernyataan



Hadi Wira Nasarani



## ABSTRAKSI

Hadi Wira Nasarani, **Studi Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Pada Proyek Pembangunan Apartment Riverside Malang**. Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto, MT. ; Pembimbing II : Ir. Munasih, MT.

---

Apartment Riverside Malang adalah mess karyawan bagi staff dan pengajar di Bina Bangsa School yang di buat dengan konsep apartment. Jumlah lantai pada Proyek pembangunan Apartment Riverside Malang adalah 3 lantai. Jenis pondasi yang digunakan pada proyek apartment ini adalah pondasi straus dengan Ø 30 cm dan sampai kedalaman 6,0 m. Sehingga tujuan dari penulisan skripsi ini adalah memberikan suatu gambaran berupa alternatif perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan pondasi tiang pancang beton, pada kedalaman tanah keras 3,80 m dengan perencanaan gedung dari 3 lantai menjadi 6 lantai. Dari perencanaan ini diharapkan dapat dilakukan suatu perencanaan struktur pondasi yang sesuai dengan data-data tanah yang diperoleh.

Pondasi tiang pancang merupakan pondasi tiang yang dibuat terlebih dahulu sebelum dimasukkan ke dalam tanah hingga mencapai kedalaman tertentu. Pondasi tiang beton pracetak harus direncanakan agar mampu menahan gaya dan momen lentur pada tiang yang timbul pada saat pengangkatan, mampu menahan tegangan yang timbul saat pemancangan, disamping beban rencana yang harus dipikul.

Melalui perhitungan struktur dengan bantuan Staad Pro diperoleh beban untuk tipe kolom berat = 235000 kg, untuk tipe kolom sedang = 118000 kg, untuk tipe kolom ringan = 12800 kg, dan untuk tambahan type = 158000 kg. Dari perhitungan daya dukung tiang diperoleh  $Q_{\text{tiang}} = 39125,359$  kg. Dari perhitungan penurunan untuk tiang tunggal diperoleh  $1,3889 \text{ cm} < S_{\text{ijin}} = 10\% \cdot 30 = 3 \text{ cm}$  (**AMAN**) sedangkan penurunan untuk kelompok tiang diperoleh, untuk tipe kolom T1 (12 tiang) dan T2 (9 tiang) = 3,675 cm, untuk tipe kolom T3 (6 tiang) = 3,106 cm, dan untuk tipe kolom T4 (2 tiang) = 1,3889 cm. Sedangkan untuk penulangan pile cap untuk semua tipe kolom menggunakan tulangan D16 – 125 dan untuk tulangan tekan menggunakan tulangan D10 – 250, sedangkan untuk tiang pancang menggunakan tulangan pokok 14 Ø 12 dan tulangan spiral Ø 8 – 50.

**Kata Kunci :** Apartment Riverside, Tiang Pancang, Daya Dukung Tanah, Penurunan, Penulangan

## **KATA PENGANTAR**

Puji Syukur penulis panjatkan ke hadirat Tuhan Yesus Kristus yang senantiasa memberikan hikmat serta kemampuan sehingga Skripsi ini dapat terselesaikan dengan baik dan tepat waktu.

Skripsi ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) di jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang

Penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kekurangan dalam skripsi ini, untuk itu penulis mengharapkan koreksi dan saran demi perbaikan sehingga berguna bagi banyak orang.

Atas terselesaikannya Skripsi ini, penulis mengucapkan terima kasih yang sebanyak – banyaknya kepada :

1. Bapak Ir. Kustamar, MT selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
  2. Bapak Ir. A. Agus Santoso, MT selaku Ketua Prodi Teknik Sipil S-1.
  3. Bapak Ir. Eding Iskak I., MT selaku Dosen Koordinator bidang Geoteknik sekaligus Dosen Pembimbing I.
  4. Ibu Ir. Munasih, MT selaku Dosen Pembimbing II
  5. Rekan-rekan di Jurusan Teknik Sipil S-1
  6. Kedua orang tua saya yang tidak henti – hentinya memberikan dukungan doa, materi maupun moril.
  7. Dan semua pihak yang telah membantu hingga terselesaikannya laporan ini.
- Kiranya Tuhan Yesus Kristus senantiasa menyertai dan memberkati.

Akhir kata dari saya. Jika ada kekurangan dalam hal isi maupun tata tulis, saran dan masukan dari pembaca sangat penulis harapkan.

Malang, Agustus 2014

Penyusun

## DAFTAR ISI

<b>LEMBAR JUDUL.....</b>	<b>i</b>
<b>LEMBAR PERSETUJUAN .....</b>	<b>ii</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN .....</b>	<b>iii</b>
<b>LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI .....</b>	<b>iv</b>
<b>ABSTRAKSI .....</b>	<b>iv</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>v</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>vii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN.....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Identifikasi masalah .....	2
1.3 Tujuan dan Manfaat .....	3
1.4 Lingkup Pembahasan .....	3
<b>BAB II DASAR TEORI.....</b>	<b>4</b>
2.1 Pengertian Pondasi.....	4
2.2 Klasifikasi Pondasi.....	5
2.3 Pondasi Tiang Pancang .....	14
2.3.1. Pengertian Pondasi Tiang Pancang .....	14
2.3.2. Jenis-Jenis Pondasi Tiang Pancang.....	15
2.3.3. Penggunaan Pondasi Tiang Pancang Beton.....	20
2.3.4. Daya Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Hasil CPT .....	21
2.3.4.1. Daya Dukung Ujung Tiang .....	21
2.3.4.2. Daya Dukung Selimut Tiang.....	22
2.3.5. Daya Dukung Ijin Tiang .....	23

2.3.6. Perencanaan Tiang Pancang .....	24
2.4 Efisiensi dan Daya Dukung Kelompok Tiang .....	25
2.4.1. Efisiensi Kelompok Tiang .....	27
2.4.2. Daya Dukung Kelompok Tiang .....	30
2.5 Penurunan Pondasi Tiang .....	32
2.5.1. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal .....	32
2.5.2. Penurunan Pondasi Kelompok Tiang.....	36
<b>BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA.....</b>	<b>37</b>
3.1 Data Perencanaan Pondasi Tiang Pancang .....	37
3.1.1. Spesifikasi Umum.....	37
3.2 Perhitungan Plat Lantai.....	36
3.2.1. Perhitungan Beban Atap .....	39
3.2.2. Pembebanan plat lantai 2,3,4,5,6 .....	39
3.2.3. Perataan Beban Plat Lantai .....	40
3.2.4. Pembebanan Balok Lantai Memanjang .....	81
3.2.5. Pembebanan Balok Atap Memanjang.....	92
3.2.6. Pembebanan Balok Lantai Melintang .....	101
3.2.7. Pembebanan Balok Atap Melintang .....	116
3.2.8. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Memanjang .....	128
3.2.9. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Memanjang .....	136
3.2.10. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Melintang.....	143
3.2.11. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Melintang .....	153
3.2.12. Beban mati terpusat (Pd).....	161
3.3. Perhitungan Pembebanan Gempa .....	162
3.4. Perhitungan Waktu Getar Bangunan ( T ) .....	169



3.4.1. Perhitungan Gaya Geser Horisontal.....	170
<b>BAB IV PERENCANAAN PONDASI.....</b>	<b>174</b>
4.1 Data Perencanaan.....	174
4.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....	174
4.2.1. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Untuk Kolom Berat.....	174
4.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang.....	175
4.2.1.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang .....	177
4.2.1.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton .....	179
4.2.1.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton .....	185
4.2.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Untuk Kolom Sedang.....	188
4.2.2.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang.....	189
4.2.2.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang .....	191
4.2.2.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton .....	192
4.2.2.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton .....	196
4.2.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Untuk Kolom Ringan .....	198
4.2.3.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang.....	199
4.2.3.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang .....	201
4.2.3.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton .....	202
4.2.3.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton .....	206
4.2.4. Perencanaan Tambahan Type Pondasi Tiang Pancang.....	208
4.2.4.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang.....	209
4.2.4.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang .....	211

4.2.4.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton .....	212
4.2.4.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton .....	216
4.2.5. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang.....	218
4.2.5.1. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal.....	218
4.2.5.2. Perhitungan Penurunan Pondasi Kelompok Tiang .....	218
4.2.6. Perhitungan Penulangan Pile Cap .....	221
4.2.6.1. Perhitungan Penulangan Pile Cap Untuk Pondasi Type T1 (12 tiang).....	221
4.2.6.2. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu).....	229
4.2.6.3. Perhitungan Penulangan Pile Cap Untuk Pondasi Type T2 (9 tiang).....	231
4.2.6.4. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu).....	239
4.2.6.5. Perhitungan Penulangan Pile Cap Untuk Pondasi Type T3 (6 tiang).....	241
4.2.6.6. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu).....	249
4.2.6.7. Perhitungan Penulangan Pile Cap Untuk Pondasi Type T4 (2 tiang).....	251
4.2.6.8. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu).....	258
4.2.7. Perhitungan Penulangan Tiang Pancang.....	260
<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....</b>	<b>272</b>
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	
<b>LAMPIRAN</b>	

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Perumahan Riverside Malang adalah salah satu lokasi hunian yang ada di kota Malang. Di lokasi perumahan ini mulai di bangun bermacam-macam fasilitas yang diantaranya adalah arena futsal, hotel, dan sekolah Bina Bangsa School yang baru saja dibangun di lokasi Perumahan Riverside Malang. Bina Bangsa School adalah sekolah bertaraf internasional yang berpusat di Jakarta. Untuk menunjang kinerja guru dan staff di Bina Bangsa School, maka dibangunlah Apartment Riverside. Apartment ini sebenarnya adalah mess karyawan namun di buat dengan konsep apartment.

Jumlah lantai pada Proyek pembangunan Apartment Riverside Malang adalah 3 lantai. Apartment ini memiliki 24 kamar yang terletak pada lantai 2 dan 3. Total luas dari apartment ini adalah 1944 m<sup>2</sup>. Dan jenis pondasi yang digunakan pada proyek apartment ini adalah pondasi straus dengan Ø 30 cm dan sampai kedalaman 6,0 m.

Dalam menentukan jenis pondasi suatu bangunan harus mempertimbangkan keadaan tanah, metode pelaksanaannya di lapangan dan lain sebagainya. Demikian juga yang dilakukan oleh pihak pengelola Riverside yang telah melakukan pengujian tanah berupa tes sondir di 2 (dua) titik di lokasi berdirinya Apartment Riverside. Dari

data hasil sondir TS-1 terlihat bahwa tanah keras ( $q_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ) terletak pada kedalaman 3,40 m.

Melalui skripsi ini penulis ingin merencanakan alternatif lain dari pondasi tiang pancang beton Apartment Riverside Malang. Skripsi ini akan mengambil judul **“Studi Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Pada Proyek Pembangunan Apartement Riverside Malang”**.

## **1.2. Identifikasi Masalah**

Identifikasi Masalah bertujuan untuk mengetahui batasan-batasan pembahasan proyek yang pada akhirnya akan dianalisa.

Berikut ini akan dipaparkan beberapa informasi mengenai gedung Apartment Riverside Malang :

- a. Data Tanah yaitu data CPT (Sondir)
- b. Kondisi fisik Gedung Apartment Riverside
  1. Jumlah Lantai pada gedung apartement adalah 3 (tiga) lantai. Dijadikan 6 (enam) lantai, agar struktur bangunan menjadi bangunan tinggi yang menerima beban gempa.
  2. Jenis konstruksi adalah beton bertulang.
  3. Konstruksi atap adalah dak beton.
  4. Jenis pondasi adalah strauss Ø 30

- c. Akan direncanakan pondasi Tiang Pancang Beton sebagai alternatif lain dalam perencanaan pondasi pada gedung Apartment Riverside Malang.

### **1.3. Tujuan Dan Manfaat**

Tujuan dari penulisan skripsi ini adalah memberikan suatu gambaran berupa alternatif perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan pondasi tiang pancang, serta memberikan informasi mengenai teknologi pondasi tiang pancang beton.

Adapun manfaat dari penulisan skripsi ini diharapkan dapat merencanakan struktur pondasi yang sesuai dengan data-data tanah yang diperoleh.

### **1.4. Lingkup Pembahasan**

Sesuai dengan judul skripsi ini maka pembahasan dibatasi pada perencanaan bagian pondasi pada proyek Apartment Riverside Malang.

Lingkup pembahasan perencanaan meliputi :

1. Analisa pembebanan dan statika bangunan atas yang menggunakan program bantu komputer Staad Pro.
2. Analisa daya dukung tiang pancang beton.
3. Analisa penurunan tiang pancang.
4. Perhitungan penulangan pile cap dan tiang pancang.



## **BAB II**

### **DASAR TEORI**

#### **2.1. Pengertian Pondasi**

Pondasi adalah bagian struktur yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan menyalurkan beban di atasnya (*upper structure*) ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup kuat. Pondasi tidak boleh terjadi penurunan melebihi batas ijin, oleh karena itu diperlukan perencanaan yang matang dan teliti dalam menghitung dan memilih tipe pondasi yang digunakan. Dalam menentukan tipe pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah, kita harus memperhatikan beberapa faktor dibawah ini antara lain:

1. Keadaan Tanah Pondasi

Keadaan tanah dimana pondasi tersebut akan dibangun merupakan hal paling penting dan harus diperhatikan dalam pemilihan pondasi, tentunya erat hubungannya dengan daya dukung yang diberikan tanah untuk menopang beban di atasnya.

2. Batasan-Batasan Akibat Konstruksi Di atasnya

Dalam hal ini berhubungan dengan kondisi beban dan fungsi bangunan.

3. Batasan-Batasan dari Sekelilingnya

Kondisi disekitar lokasi pembangunan harus diketahui agar tidak berdampak negatif baik pada saat pelaksanaan maupun setelah pelaksanaan pembangunan.

#### 4. Waktu dan Biaya Pekerjaan

Dalam pemilihan jenis pondasi tentunya tidak terlepas dari pertimbangan waktu, biaya dan kemudahan dalam pekerjaan, dalam hal ini material yang digunakan.

Dari beberapa faktor yang disebutkan diatas kita dapat menarik kesimpulan bahwa faktor keadaan tanah, dalam hal ini letak lapisan tanah keras merupakan faktor penting dalam melakukan pertimbangan untuk menentukan jenis pondasi yang sesuai.

### 2.2. Klasifikasi Pondasi

Berdasarkan kedalaman dari permukaan tanah, pondasi terdiri dari pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal terdiri dari pondasi Telapak dan rakit, sedangkan pondasi dalam terdiri dari pondasi tiang dan sumuran. Untuk lebih jelasnya secara umum yaitu sebagai berikut:

#### 1. Pondasi Dangkal

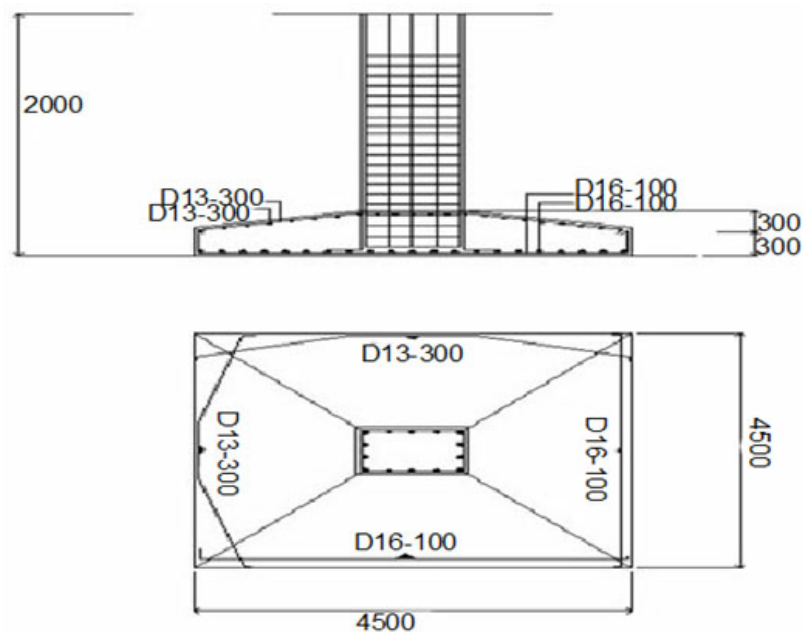
Pondasi dangkal di definisikan sebagai pondasi yang mendukung beban secara langsung. Menurut Terzhagi istilah pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mempunyai perbandingan kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah ( $D$ ) dan lebar pondasi ( $B$ ) lebih kecil atau sama dengan satu, sehingga  $D/B \leq 1$  (*Analisis Dan Desain Pondasi Jilid I, Joseph E. Bowles*). Pondasi lain yang mempunyai lebar kurang dari jarak  $D$ , dimasukan dalam kategori pondasi dangkal, pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman  $\leq 3$  meter,

yang mana termasuk didalamnya : pondasi telapak, pondasi kontruksi sarang laba-laba, pondasi memanjang batu kali, pondasi batu bata dan pondasi rakit.

a. Pondasi Telapak

Dimana beban yang disalurkan disebarkan melalui lebar telapak pondasi.

Dimana intensitas beban yang diteruskan ketanah haruslah lebih kecil dari daya dukung tanah yang diijinkan.

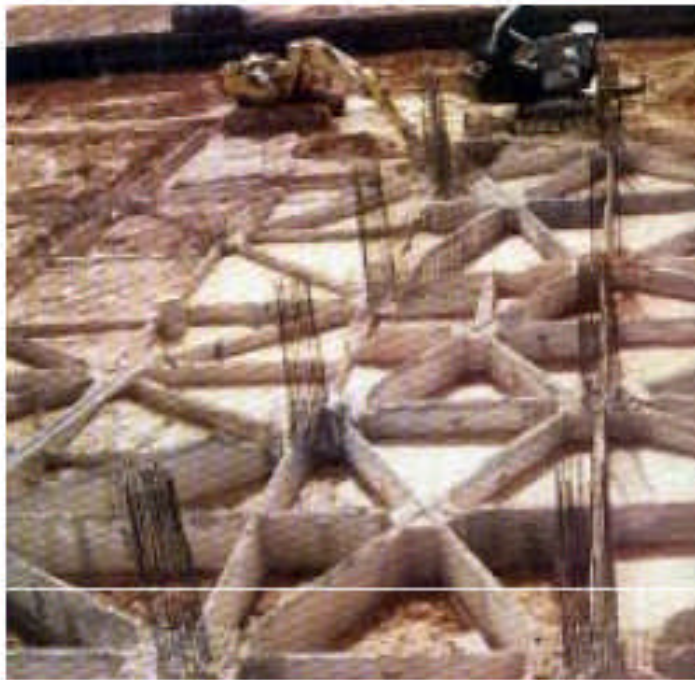


**Gambar 2.1 : Pondasi Telapak**

b. Pondasi Kontruksi Sarang Laba-laba

Pondasi KSSL merupakan kombinasi konstruksi bangunan bawah konvensional yang merupakan perpaduan pondasi plat beton pipih menerus yang dibawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih tinggi dan sistem perbaikan tanah diantara rib-rib. Kombinasi ini menghasilkan kerja sama

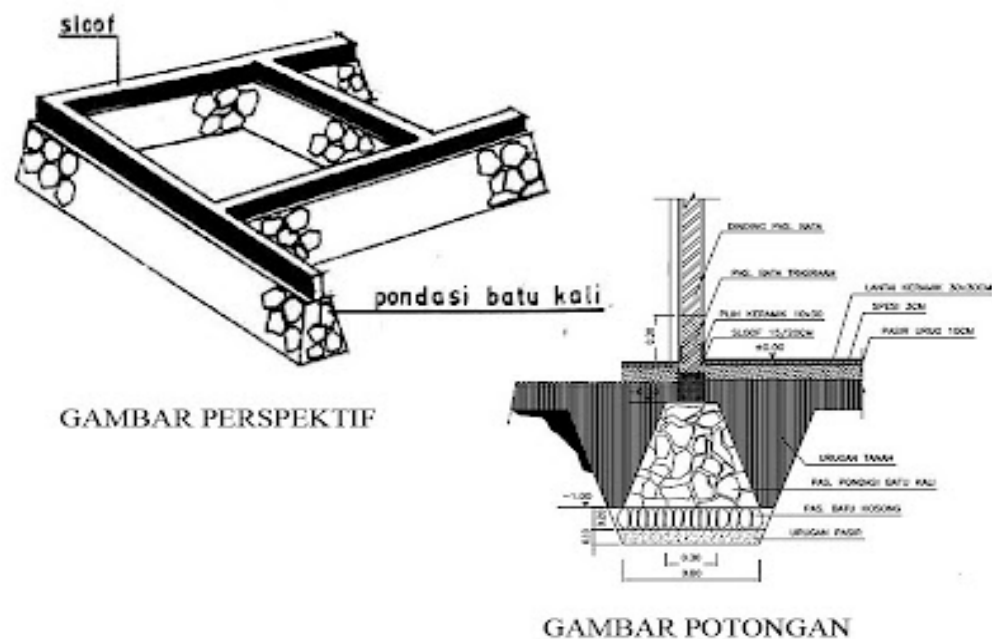
timbang balik yang saling menguntungkan sehingga membentuk sebuah pondasi yang memiliki kekakuan jauh lebih tinggi dibandingkan sistem pondasi dangkal lainnya. Dinamakan sarang laba-laba karena pembesian plat pondasi di daerah kolom selalu berbentuk sarang laba-laba. Juga bentuk jaringannya yang tarik-menarik bersifat monolit yaitu berada dalam satu kesatuan. Ini disebabkan plat konstruksi didesain untuk multi fungsi, untuk septic tank, bak reservoir, lantai, pondasi tangga, kolom praktis dan dinding. Rib (tulang iga) KSSL berfungsi sebagai penyebar tegangan atau gaya-gaya yang bekerja pada kolom. Pasir pengisi dan tanah dipadatkan berfungsi untuk menjepit rib-rib konstruksi terhadap lipatan puntir.



**Gambar 2.2 : Pondasi KSSL**

c. Pondasi Memanjang Batu Kali

Rancangan pembuatan propil dari gambar pondasi, khusus pondasi Memanjang batu kali ini termasuk pondasi dangkal memanjang dapat dilihat dari bentuk denah bangunan, dengan berbagai jenis pertemuan yaitu pertemuan siku, pertemuan tegak dan pertemuan silang.



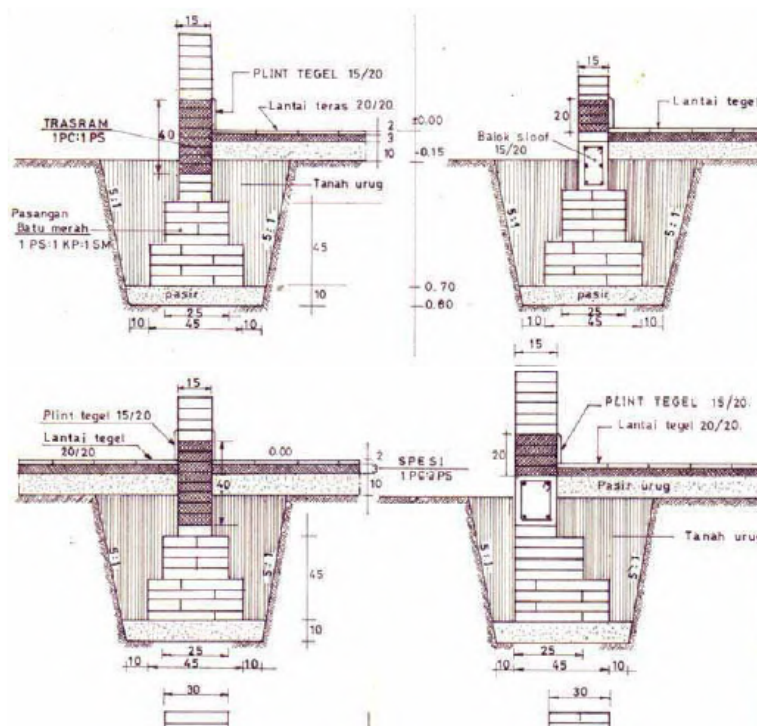
**Gambar 2.3 : Pondasi memanjang Batu Kali**

d. Pondasi Batu Bata

Pondasi ini dibuat dari bata merah yang disusun secara teratur dan bertangga yang bentuknya merupakan empat persegi panjang dan tiap-tiap tangga terdiri dari 3-4 lapis. Apabila tiap-tiap ujung tangga dihubungkan akan merupakan trapesium yang tetap memenuhi syarat pondasi. Pemasangan bata diatur dan disusun yang tetap memenuhi persyaratan ikatan bata, tiap-tiap lapisan



dihubungkan dengan perekat/spesi. Pondasi ini dapat dibuat dilahan yang mempunyai kondisi tanah dengan tanah keras yang tidak dalam/dangkal. Biasanya bangunan yang menggunakan pondasi batu bata, bangunannya hanya berlantai satu, dikarenakan pondasi batu bata tidak kuat menahan beban apabila bangunannya berlantai banyak.



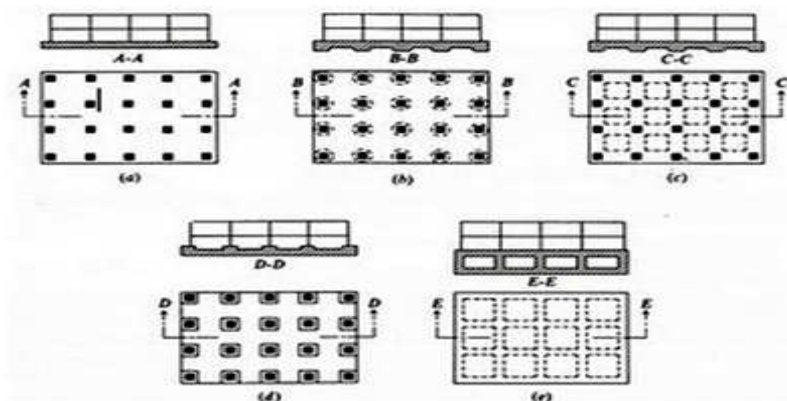
**Gambar 2.4 : Pondasi Batu Bata**

#### e. Pondasi Rakit

Pondasi rakit (raft foundation) adalah pelat beton yang berbentuk rakit melebar keseluruhan bagian dasar bangunan, yang digunakan untuk meneruskan beban

bangunan ke lapisan tanah dasar atau batu-batuan di bawahnya. Sebuah pondasi rakit bisa digunakan untuk menopang tangki-tangki penyimpanan atau digunakan untuk menopang beberapa bagian peralatan industri. Pondasi rakit biasanya digunakan di bawah kelompok silo, cerobong, dan berbagai konstruksi bangunan. Pondasi rakit terbagi lagi dalam beberapa jenis yang lazim atau sering digunakan, yaitu:

- a) Plat rata
- b) Pelat yang ditebalkan di bawah kolom
- c) Balok dan plat
- d) Plat dengan kaki tiang
- e) Dinding ruang bawah tanah sebagai bagian pondasi telapak



**Gambar 2.5 : Pondasi Rakit**

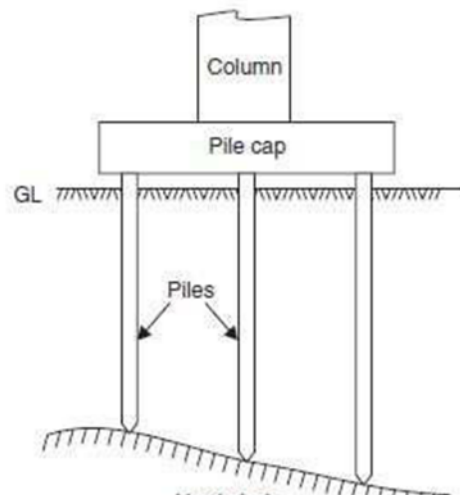
## 2. Pondasi Dalam

Pondasi dalam di definisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relative jauh dari permukaan.

Pondasi dalam pada umumnya mempunyai kedalaman  $\frac{D}{B} \geq 4$  (*Analisis Dan Desain Pondasi Jilid I, Joseph E. Bowles*), dimana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B). Beberapa diantaranya yaitu : pondasi tiang pancang, pondasi sumuran, pondasi strauss, dan franki composite pile.

a. Pondasi Tiang Pancang

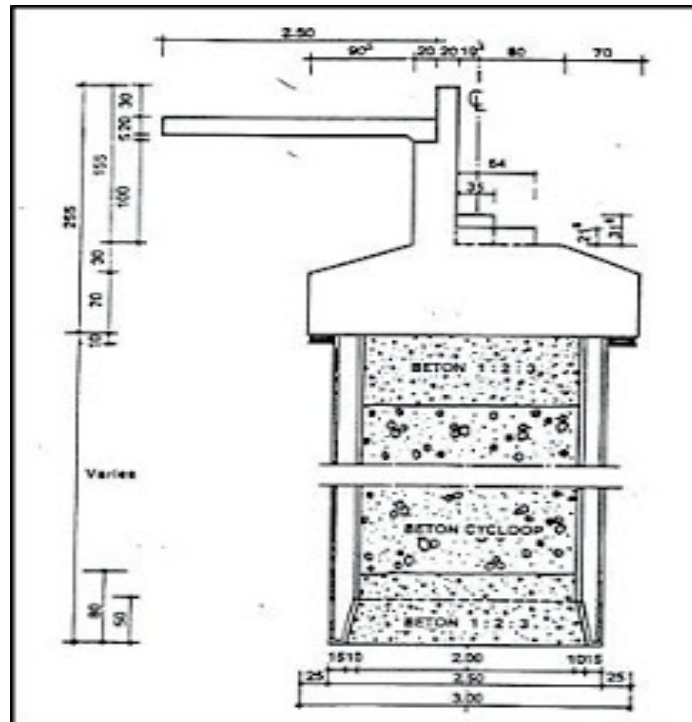
Tiang pancang beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam acuan beton (bekisting) yang setelah cukup keras kemudian diangkat dan dipancangkan. Karena tegangan tarik beton kecil dan praktis dianggap sama dengan nol, sedangkan berat sendiri beton besar, maka tiang pancang ini harus diberikan penulangan yang cukup kuat untuk menahan momen lentur yang akan timbul pada waktu pengangkatan dan pemancangan.



**Gambar 2.6 : Pondasi Tiang Pancang**

b. Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran adalah suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang digunakan apabila tanah dasar terletak pada kedalaman yang relatif dalam.

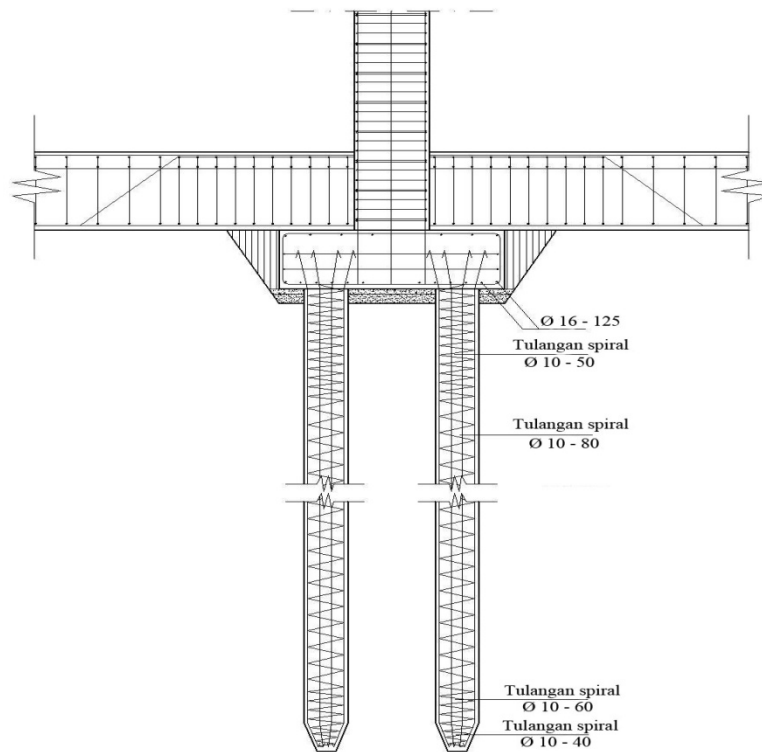


**Gambar 2.7 : Pondasi Sumuran**

c. Pondasi Strauss

Kedalaman pondasi ini dapat mencapai lebih dari 5 meter dengan menggunakan besi tulangan sepanjang dalamnya pondasi. Biasanya ukuran pondasi yang sering dipakai adalah diameter 20 cm, 30 cm, dan 40 cm, sesuai dengan tersedianya mata bor. Seperti layaknya pondasi tiang, maka pondasi strauss ini ditumpu pada dudukan beton (pile cap). Fungsi dudukan beton adalah mengikatkan tulangan

pondasi pada kolom dan sloof. Selain itu fungsinya adalah untuk transfer tekanan beban di atasnya.



**Gambar 2.8 : Pondasi Strauss**

d. Franki Composite Pile (Sardjono HS, hal. 39)

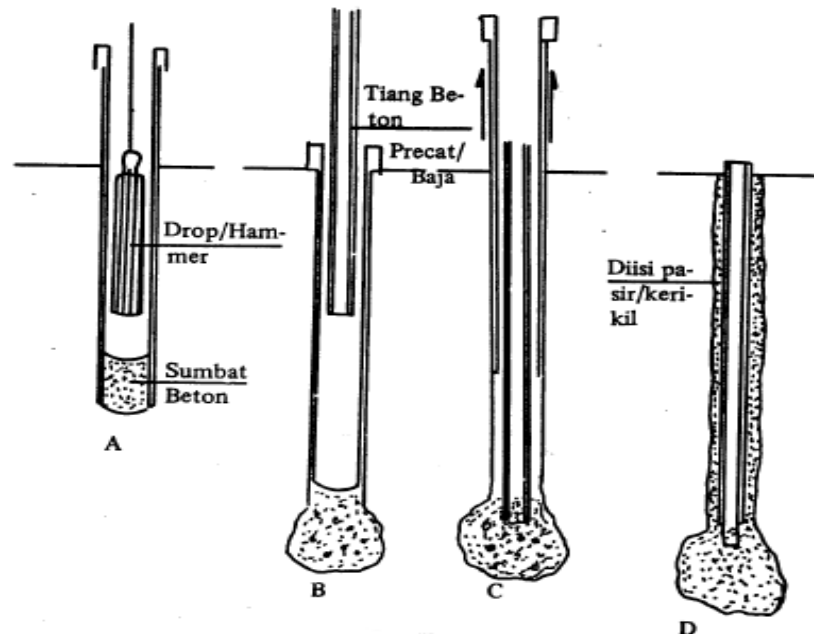
Adapun pelaksanaan tiang composite ini adalah sebagai berikut :

- a. Pipa dengan sumbat beton yang dicor lebih dahulu pada ujung bawah pipa baja dipancang dalam tanah dengan drop hammer sampai pada tanah keras.
- b. Setelah pemancangan mencapai kedalaman yang telah direncanakan, pipa diisi lagi dengan beton dan terus ditumbuk



dengan drop hammer sampai pipa ditarik lagi ke atas sedikit sehingga terjadi bentuk beton seperti bola.

- c. Setelah tiang beton precast atau tiang baja H masuk dalam pipa sampai bertumpu pada bola beton pipa ditarik keluar dari tanah.
- d. Rongga disekitar tiang beton precast atau baja H diisi dengan kerikil atau pasir.



**Gambar 2.9 : Pondasi Franki Composite Pile**

### **2.3. Pondasi Tiang Pancang**

#### **2.3.1. Pengertian Pondasi Tiang Pancang**

Pondasi tiang pancang merupakan pondasi tiang yang dibuat terlebih dahulu sebelum dimasukkan ke dalam tanah hingga mencapai kedalaman tertentu.

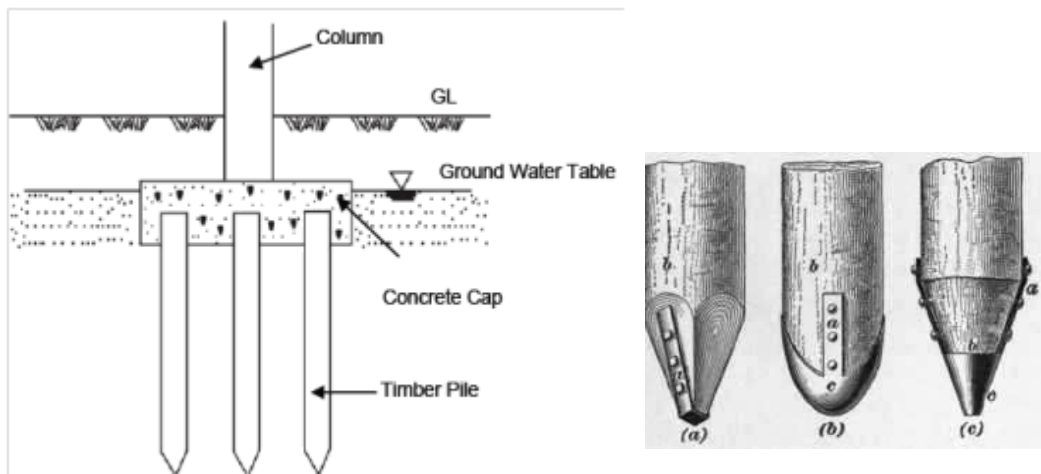
Metode yang paling umum untuk memasukkan tiang ke dalam tanah adalah dengan memukul kepala tiang berulang kali dengan sebuah palu khusus yang disebut sebagai pemancangan tiang. Namun demikian istilah “pemancangan” tidak hanya terbatas pada pemukulan kepala tiang dengan palu saja, tetapi juga meliputi penggetaran tiang dan penekanan tiang secara hidrolis. Pondasi tiang yang dipancang umumnya menyebabkan desakan dalam tanah sehingga mencapai tegangan kontak antara selimut tiang dengan tanah yang relative lebih besar dibandingkan dengan tiang bor.

### **2.3.2. Jenis-jenis Pondasi Tiang Pancang**

Klasifikasi tiang pancang berdasarkan jenis bahan tiang dan pembuatannya dapat dibedakan menjadi 5 (lima) kategori yaitu :

#### **a. Pondasi Tiang Kayu**

Jenis pondasi tiang yang paling primitive adalah tiang kayu. Pondasi jenis ini mudah diperoleh pada daerah-daerah tertentu, siap dipotong sesuai dengan panjang yang diinginkan, dan pada kondisi lingkungan tertentu dapat bertahan lama. Kelemahan dari pondasi tiang kayu adalah dapat lapuk akibat serangga atau binatang, jamur, maupun zat-zat kimia lainnya sehingga kadangkala membutuhkan perlakuan khusus.



**Gambar 2.10 : Tiang Pancang Kayu**

**b. Pondasi Tiang Baja Profil**

Pondasi tiang baja umumnya berbentuk pipa atau profil H dan umumnya tiang jenis ini ringan, kuat, mampu menahan beban yang berat dan penyambungan tiang dapat dilakukan dengan sangat mudah, yaitu las.

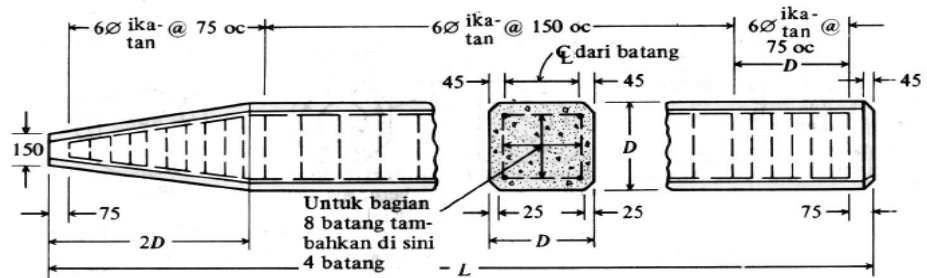
Tiang baja pipa dapat dipancang dengan bagian ujung tertutup maupun terbuka. Berdasarkan pengalaman bentuk ujung terbuka lebih menguntungkan dari segi kedalaman penetrasi yang dapat dicapai dan dapat dikombinasikan dengan pemboran bila diperlukan, misalnya bila penetrasi tiang pada tanah berbatu. Selain itu tanah yang berada pada bagian dalam pipa dapat dikeluarkan dengan mudah dan dapat dikeluarkan dengan mudah dan dapat diisi kembali dengan beton jika diperlukan.



**Gambar 2.11 : Pondasi Tiang Baja Profil**

c. Pondasi Tiang Beton Pracetak

Sesuai dengan namanya, pencetakan, proses curing dan penyimpanan tiang pancang beton pracetak dilakukan di lapangan atau di pabrik sebelum dipancang. Bentuk penampang tiang jenis ini dapat bermacam-macam namun umumnya berbentuk lingkaran, bujursangkar, segitiga, dan octagonal. Pondasi tiang beton pracetak harus direncanakan agar mampu menahan gaya dan momen lentur pada tiang yang timbul pada saat pengangkatan, mampu menahan tegangan yang timbul saat pemancangan, disamping beban rencana yang harus dipikul.



**Gambar 2.12 : Tiang Beton Pracetak**

d. Pondasi Tiang Beton Pratekan

Tiang beton pratekan memiliki kekuatan yang lebih tinggi dan memperkecil kemungkinan kerusakan saat pengangkatan dan pemancangan. Tiang jenis ini sangat cocok untuk kondisi dimana dibutuhkan tiang yang panjang dan memiliki daya dukung yang tinggi. Bagian tengah tiang dapat dibuat berlubang untuk menghemat berat tiang itu sendiri.

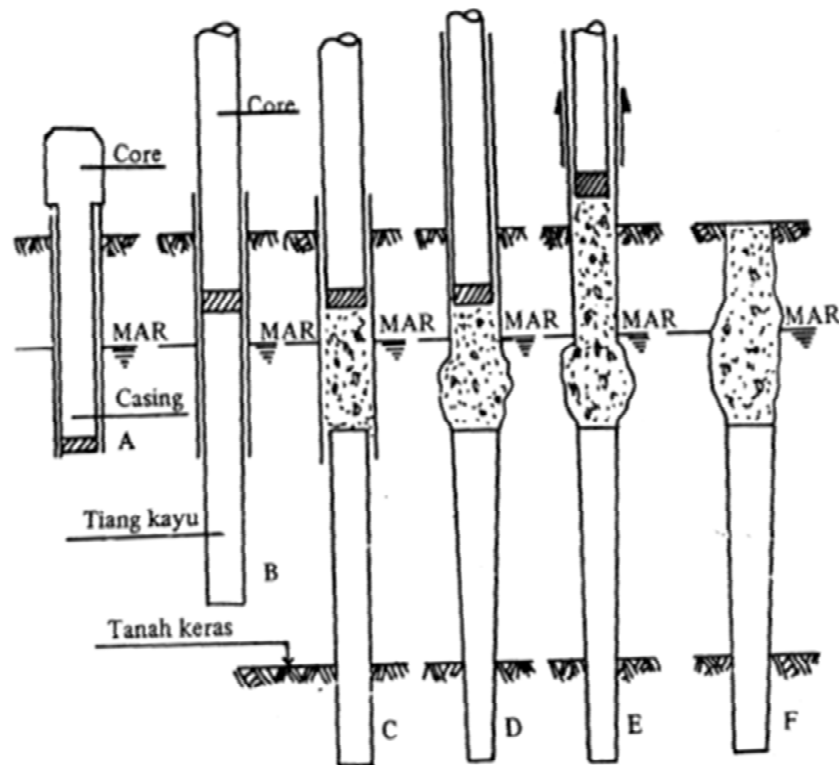


**Gambar 2.13 : Tiang Beton Pratekan**

e. Pondasi Tiang Komposit

Pondasi tiang komposit merupakan gabungan antara 2 (dua) material yang berbeda, misalnya material baja dengan beton atau material kayu dengan beton. Tiang komposit dapat berupa segmen-segmen yang menyambung, tetapi juga dapat berupa material beton yang dicor dalam pipa baja.

Permasalahan sambungan segmen terletak pada ikatan antara kedua material tersebut, terutama pada material kayu dan beton, sehingga Janis ini ditinggalkan. Ikatan antara bahan baja dan beton cukup baik.



**Gambar 2.14 : Tiang Komposit Kayu dan Beton**

### **2.3.3. Penggunaan Pondasi Tiang Pancang Beton**

Pondasi tiang pancang umumnya digunakan untuk mentransfer beban dari struktur atas ke lapisan tanah yang dalam dimana dapat dicapai daya dukung yang lebih baik, dan dapat digunakan pula untuk menahan gaya angkat akibat gaya apung air tanah, menahan gaya lateral maupun gaya gempa. Pada tanah yang lunak penggunaan pondasi tiang umumnya untuk menghindari penurunan yang berlebihan sedangkan penggunaan tiang miring lebih ditujukan untuk menahan gaya lateral. Pondasi tiang pancang juga dapat digunakan untuk menahan galian (sebagai soldier pile) dan menahan longsoran.

Keuntungan dan kerugian pemakaian tiang pancang beton pracetak, antara lain :

Keuntungan :

- Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
- Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
- Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.
- Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

Kerugian :

- Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
- Kepala tiang kadang-kadang pecah akibat pemancangan.
- Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.

- Banyaknya tulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

#### **2.3.4. Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Hasil CPT**

##### **2.3.4.1. Daya Dukung Ujung Tiang**

Tiang pancang yang dihitung berdasarkan pada tahanan ujung (end bearing pile) ini dipancang sampai pada lapisan tanah keras, yang mampu memikul beban yang diterima oleh tiang pancang tersebut. Lapisan tanah keras ini dapat merupakan lempung keras sampai pada batu-batuan tetap yang sangat keras. Bila lapisan tanah keras tersebut terdiri dari batuan keras maka penentuan daya dukung tiang tidak akan menjadi soal. Dalam hal ini daya dukung tiang akan tergantung pada kekuatan bahan tiang itu sendiri. Bila lapisan tanah keras tersebut akan terdiri dari lapisan pasir maka daya dukung tiang tersebut akan sangat tergantung pada sifat-sifat lapisan pasir tersebut. Sehingga persamaan untuk menentukan daya dukung ujung tiang adalah sebagai berikut :

- a. Terhadap kekuatan bahan tiang

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

*sumber : Pondasi Tiang Pancang Jilid I*

Dimana :  $P_{\text{tiang}}$  = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg)

$\sigma_{\text{bahan}}$  = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pancang (cm<sup>2</sup>)



- b. Terhadap kekuatan tanah (berdasarkan konus)

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \cdot p}{3}$$

*sumber : Pondasi Tiang Pancang Jilid I*

Dimana :  $Q_{\text{tiang}}$  = daya dukung keseimbangan tiang (kg)

$p$  = nilai konus dari hasil sondir ( $\text{kg/cm}^2$ )

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pancang ( $\text{cm}^2$ )

#### 2.3.4.2. Daya Dukung Selimut Tiang

Bila lapisan tanah keras letaknya sangat dalam sehingga pembuatan dan pemancangan tiang sampai lapisan tanah keras sangat sukar dilaksanakan, maka dalam hal ini kita menggunakan tiang pancang yang daya dukungnya berdasarkan pelekatan antara tiang dengan tanah. Hal ini sering terjadi bila kita memancarkan tiang ke dalam lapisan lempung. Maka perlawanan pada ujung tiang akan jauh lebih kecil daripada perlawanan akibat pelekatan antara tiang dan tanah. Sehingga persamaan untuk menentukan daya dukung ujung tiang adalah sebagai berikut :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{(\pi D) \cdot L \cdot f_s}{5}$$

*sumber : Pondasi Tiang Pancang Jilid I*

Dimana :  $Q_{\text{tiang}}$  = daya dukung tiang (kg)

$L$  = panjang tiang yang masuk kedalam tanah (cm)

D = diameter tiang pancang (cm)

$f_s$  = harga cleef rata-rata (kg/cm<sup>2</sup>)

Jika kita memancang tiang sampai ke tanah keras melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang disini kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung maupun pada tahanan selimut tiang. Demikian pula harus diperhitungkan terhadap kekuatan bahan tiang pancang itu sendiri.

#### 2.3.5. Daya Dukung Ijin Tiang $Q_a$

Penentuan daya dukung ijin ( $Q_a$  atau  $Q_{all}$ ) dilakukan dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan dengan menggunakan anjuran Tomlinson sebagai berikut :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2.5}$$

atau

$$Q_a = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{1.5}$$

*Sumber : Manual Pondasi Tiang*

Dimana :

$Q_a$  : Daya Dukung ijin tiang

$Q_u$  : Daya dukung ultimit

$Q_s$  : Daya dukung selimut tiang

$Q_p$  : Daya dukung ujung tiang

**Tabel 2.1 Faktor Aman Yang Disarankan oleh Reese dan O'Neill (1989)**

Klasifikasi struktur	Faktor Aman (F)			
	Kontrol	Kontrol	kontrol	kontrol
	Baik	normal	Jelek	sangat jelek
<b>Monumental</b>	2,3	3	3,2	4
<b>Permanen</b>	2	2,5	2,8	3,4
<b>Sementara</b>	1,4	2	2,3	2,8

*Sumber : Hardiyatmo, H.C., Analisis dan Perancangan Fondasi II; 163*

Pengambilan factor keamanan (FK) untuk  $Q_s$  lebih rendah daripada factor keamanan untuk  $Q_p$  karena gerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi gesekan jauh lebih kecil daripada gerakan untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia umumnya digunakan  $FK = 2.5$  baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung tiang pancang.

### 2.3.6. Perencanaan Tiang Pancang

Jumlah tiang yang diperlukan pada suatu perencanaan tiang pancang yang diperlukan, dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang.

$$n_p = \frac{P}{P_{all}}$$

*(sumber : Desain Pondasi Tahan Gempa)*

Dimana :

$n_p$  : Jumlah tiang

P : Gaya aksial yang terjadi

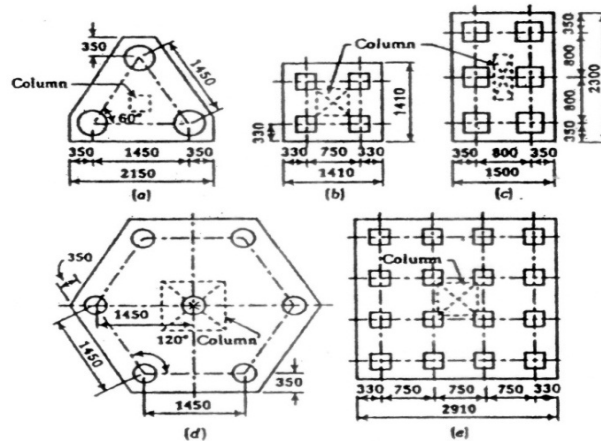
Pall : Daya dukung ijin tiang

Dengan kontrol jarak antar tiang adalah  $2,5D \leq S \leq 3D$

## **2.4 Efisiensi dan Daya Dukung Kelompok Tiang**

Meskipun pada tiang yang berdiameter besar atau untuk beban yang ringan sering digunakan pondasi tiang tunggal untuk memikul beban kolom atau beban struktur, namun pada umumnya beban kolom struktur atas dapat pula dipikul oleh suatu kelompok tiang. Penggunaan kelompok tiang mempunyai keuntungan-keuntungan sebagai berikut :

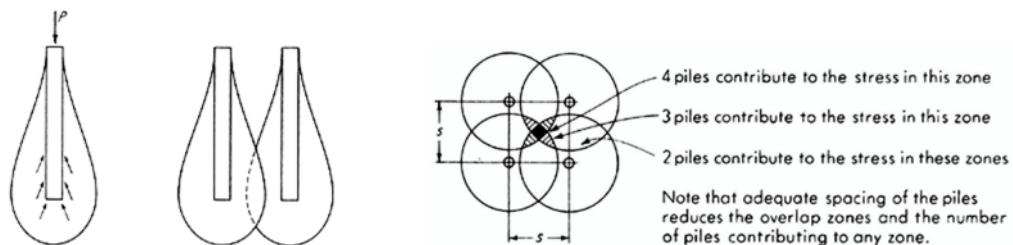
- Dapat digunakan bila tiang tunggal tidak mempunyai kapasitas khusus untuk menahan kolom.
- Kegagalan dari sebuah tiang dapat diminimalisasi dengan adanya tiang-tiang yang lain (prinsip redundancy).
- Menyebabkan terjadinya pemadatan pada arah lateral, terutama pada pemancangan tiang. Hal ini akan meningkatkan tekanan tanah lateral yang bekerja di sekeliling tiang sehingga meningkatkan kapasitas tahanan geseknya. Hal ini berlaku pada jenis tanah pasiran.



**Gambar 2.17 Beberapa konfigurasi kelompok tiang tipikal**

(sumber : Manual Pondasi Tiang)

Pondasi tiang yang duduk di atas lapisan pasir padat biasanya merupakan tiang tahanan ujung. Overlapping tegangan yang terjadi akan memperbesar tegangan keliling di sekitar tiang. Hal ini menguntungkan untuk pondasi yang duduk di pada tanah pasir karena daya dukungnya akan meningkat.



**Gambar 2.18 Ilustrasi overlapping zona tegangan di sekitar kelompok tiang**

(sumber : Manual Pondasi Tiang)

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = \frac{\text{DayaDukungKelompokTiang}}{\text{JumlahTiang} \times \text{DayaDukungTiangTunggal}}$$

sumber : Manual Pondasi Tiang

Meskipun beberapa formula sering digunakan untuk menentukan nilai efisiensi ini tetapi belum ada suatu peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya. Laporan dari ASCE Committee on Deep Foundation (1984), menganjurkan untuk tidak menggunakan efisiensi kelompok untuk mendeskripsikan aksi kelompok tiang (group action). Laporan yang dihimpun berdasarkan studi dan publikasi sejak tahun 1963 itu menganjurkan bahwa tiang gesekan pada tanah pasiran dengan jarak tiang sekitar  $2.0 \cdot D \sim 3.0 \cdot D$  akan memiliki daya dukung yang lebih besar daripada jumlah total daya dukung individual tiang, sedangkan untuk tiang gesekan pada tanah kohesif, geser blok di sekeliling kelompok tiang ditambah dengan daya dukung ujung besarnya tidak boleh melebihi jumlah total daya dukung masing-masing tiang.

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada beberapa factor diantaranya :

- Jumlah tiang, panjang, diameter, pengaturan, dan terutama jarak antara as ke as tiang.
- Modus pengalihan beban (gesekan selimut atau tahanan ujung).
- Prosedur pelaksanaan konstruksi (tiang pancang atau tiang bor)
- Urutan instalasi tiang.
- Jangka waktu setelah pemancangan.
- Interaksi antara pile cap dengan tanah di permukaan.

#### **2.4.1. Efisiensi Kelompok Tiang**

Dengan formula sederhana yang didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai satu kesatuan (blok).

$$E_g = \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n}$$

*Sumber : Manual Pondasi Tiang*

Dimana :

m = jumlah tiang pada deretan baris

n = jumlah tiang pada deretan kolom

s = jarak antar tiang

D = diameter atau sisi tiang

p = keliling dari penampang tiang

Pada tiang pancang, baik pada tiang gesekan maupun tiang tahanan ujung dengan  $s \geq 3.0 \cdot D$ , daya dukung kelompok tiang dapat diambil sama besar dengan jumlah dari seluruh daya dukung tiang tunggal ( $E_g = 1$ ).

Selain itu ada beberapa formula lain yang dapat digunakan, antara lain :

a. Formula Sederhana

$$E_g = \left[ \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \right]$$

*Sumber : Manual Pondasi Tiang*

Dimana :

m = jumlah tiang pada deretan baris

n = jumlah tiang dalam deretan kolom

s = jarak antar tiang

D = diameter atau sisi tiang

P = keliling dari penampang tiang

b. Formula Coverse-Labare

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

*Sumber : Manual Pondasi Tiang*

Dimana :

$\theta$  =  $\tan^{-1} (D/s)$  ...dalam derajat

m = jumlah tiang pada deretan baris

n = jumlah tiang dalam deretan kolom

s = jarak antar tiang

D = diameter atau sisi tiang

P = keliling dari penampang tiang

c. Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[ m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots \right. \\ \left. \dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2} \right]$$

*Sumber : Manual Pondasi Tiang*

Dimana besaran-besaran dalam persamaan diatas sesuai dengan definisi sebelumnya.

d. Formula Seiler-Keeney

$$E_g = 1 - \left[ \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n}$$

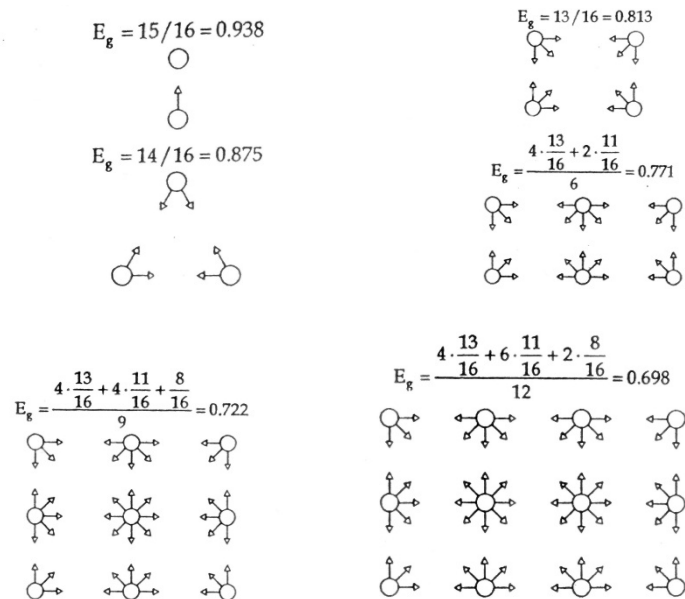
*Sumber : Manual Pondasi Tiang*

Dimana s dinyatakan dalam satuan meter.



e. Formula Feld

Dalam metode ini kapasitas pondasi individual tiang berkurang sebesar 1/16 akibat adanya tiang yang berdampingan baik dalam arah tegak lurus maupun dalam arah diagonal.



**Gambar 2.19 Beberapa Ilustrasi dan nilai efisiensi kelompok tiang berdasarkan formula Feld** (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

#### 2.4.2. Daya Dukung Kelompok Tiang

Daya dukung batas kelompok tiang didasarkan pada aksi blok yaitu bila kelompok tersebut berperan sebagai blok. Daya dukung kelompok tiang dapat ditentukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

$$\Sigma Q_{\text{tiang kelompok}} = (m \cdot n \cdot E_g) \cdot Q_a$$

Sumber : Manual Pondasi Tiang

Dimana :

$m$  = jumlah tiang pada deretan baris

$n$  = jumlah tiang pada deretan kolom

$Q_a$  = Daya dukung ijin tiang tunggal

Tentukan daya dukung dari blok kelompok tiang yang berukuran  $L_g \times B_g \times$

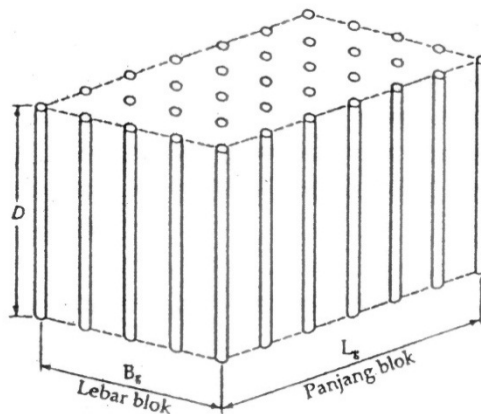
H :

$$\Sigma Q_u = L_g \cdot B_g \cdot q_p + \Sigma [2 \cdot (L_g + B_g) \cdot \Delta L \cdot f_s]$$

Dimana :

$L_g$  = panjang blok

$B_g$  = lebar blok



**Gambar 2.20 Kelompok tiang sebagai pondasi blok**

(Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Bandingkan kedua besaran  $\Sigma Q_u$  di atas, dan gunakan nilai terkecil sebagai kapasitas daya dukung ultimit dari kelompok tiang.

Hingga saat ini belum ada metode yang paling memuaskan menilai efisiensi kelompok tiang, sehingga seorang perencana geoteknik seringkali harus

menggunakan “judgement”. Namun demikian terdapat beberapa petunjuk praktis sebagai berikut :

- Tentukan apakah keruntuhan blok akan terjadi. Umumnya bila jarak antar tiang cukup besar, keruntuhan tidak ditentukan oleh blok. Keruntuhan blok hanya terjadi bila jarak antara tiang cukup rapat ( $s < 2 \cdot D$ ) sehingga umumnya tidak terjadi masalah.
- Kapasitas dukung sementara kelompok tiang pancang pada tanah kohesif berkurang sebagai akibat tekanan air pori eksres yang timbul saat pemancangan. Efisiensi kelompok tiang sementara dapat turun hingga 0.4 ~ 0.8, tetapi akan meningkat terhadap waktu.
- Kelompok tiang pada tanah non-kohesif mencapai kapasitas maksimum sesaat setelah pemancangan karena air pori eksres akan segera terdisipasi. Efisiensi kelompok tiang umumnya lebih besar dari 1.0. untuk desain dapat digunakan nilai  $E_g = 1.2$  untuk tiang pancang dan  $E_g = 1.0$  pada pondasi tiang pancang pre-drilling.

## **2.5 Penurunan Pondasi Tiang Pancang**

### **2.5.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal**

Untuk perencanaan, penurunan elastis pondasi tiang tunggal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$S_e = S_s + S_p + S_{ps}$$

Dimana :

$S_e$  = penurunan elastis total pondasi tiang tunggal (cm)

$S_s$  = penurunan akibat deformasi aksial tiang (cm)

$S_a$  = penurunan dari ujung tiang (cm)

$S_{ps}$  = penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang  
(cm)

Ketiga komponen ini dihitung secara terpisah dan kemudian dijumlahkan.

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Dimana :

$S_s$  = penurunan akibat deformasi aksial tiang

$Q_p$  = beban yang didukung ujung tiang (kg)

$Q_s$  = beban yang didukung selimut tiang (kg)

$L$  = panjang tiang (cm)

$A_p$  = luas penampang tiang (cm<sup>2</sup>)

$E_p$  = modulus elastisitas tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

$$= 4700 \cdot \sqrt{f_c'} \text{ (SNI -03-2847-2002 , Hal 54)}$$

$\alpha$  = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan  
selimut sepanjang pondasi tiang

Vesic menyarankan nilai  $\alpha = 0,5$  untuk distribusi gesekan yang seragam atau parabolik sepanjang tiang. Untuk distribusi berbentuk segitiga (nol di puncak dan maksimum di dasar) nilai  $\alpha = 0,67$ .

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p}$$

Dimana :

$S_p$  = penurunan akibat deformasi aksial tiang

$Q_p$  = perlawanan ujung di bawah beban kerja atau beban ujung yang diijinkan (kg)

$C_p$  = koefisien empiris (kg)

$D$  = diameter tiang (cm)

$q_p$  = tahanan ujung tiang ( $\text{kg/cm}^2$ )

**Tabel 2.2 Nilai koefisien  $C_p$**

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat hingga lepas)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (teguh hingga lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Lanau (padat hingga lepas)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

*Sumber : Manual Pondasi Tiang*

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_{ps} = \frac{Q_{ws}}{P \cdot L} \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - v_s^2) \cdot I_{ws}$$

Dimana :

$$\frac{Q_{ws}}{p \cdot L} = \text{gesekan rata-rata sepanjang tiang}$$

p = keliling tiang (cm)

L = panjang tiang tertanam (cm)

D = diameter atau sisi tiang (cm)

$E_s$  = modulus elastisitas tanah ( $\text{kg/cm}^2$ )

$V_s$  = angka poisson tanah

$I_{ws}$  = faktor pengaruh =  $2 + 0,35 \cdot \sqrt{L/D}$

**Tabel 2.3 Nilai Poisson Ratio Tanah dan Pasir**

Tipe Tanah	Poisson's Ratio
Clay, saturated	0,5
Clay, Undrained	0,35 - 0,40
Clay, with sand and silt	0,30 - 0,42
Sandy Soil	0,15 - 0,25
Sand	0,30 - 0,35

Sumber : Pondasi Tiang Pancang Jilid II

**Tabel 2.4 Interval Nilai Modulus Elastisitas Untuk Berbagai Tanah**

Jenis Tanah	Harga Modulus Elastisitas	
	$\text{kg/cm}^2$	psi
Tanah liat sangat lunak	3,5 - 30	50 - 400
Tanah liat lunak	20 - 50	250 - 600
Tanah liat sedang	40 - 80	600 - 1200
Tanah liat keras	70 - 180	1000 - 2500
Tanah liat berpasir	300 - 400	4000 - 6000
Pasir berlanau	70 - 200	1000 - 3000
Pasir lepas	100 - 250	1500 - 3500
Pasir Padat	500 - 800	7000 - 12000
Pasir padat dan grosok	1000 - 2000	14000 - 28000

Sumber : Pondasi Tiang Pancang Jilid II

### 2.5.2 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam.

Vesic memberikan persamaan sederhana sebagai berikut :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Dimana :

$S_g$  = penurunan kelompok tiang (cm)

$S$  = penurunan pondasi tiang tunggal (cm)

$B_g$  = lebar kelompok tiang (cm)

$D$  = diameter atau sisi tiang tunggal (cm)

## **BAB III**

### **ANALISIS PEMBEBANAN DAN STATIKA**

#### **3.1. Data Perencanaan Pondasi Tiang Pancang**

##### **3.1.1. Spesifikasi Umum**

- |    |                               |                         |
|----|-------------------------------|-------------------------|
| a. | Fungsi Bangunan               | = Gedung Apartement     |
| b. | Kuat Tekan Beton( $f_c'$ )    | = 30 Mpa                |
| c. | Tegangan Leleh Tulangan Pokok | = 400 Mpa               |
| d. | Tegangan Leleh Tulangan Bagi  | = 240 Mpa               |
| e. | Struktur Lantai               | = Plat Beton Bertulang  |
| f. | Struktur bawah                | = Pondasi Tiang Pancang |
| g. | Jumlah Lantai                 | = 6 Lantai              |
| h. | Bentang Memanjang             | = 29 m                  |
| i. | Bentang Melintang             | = 27 m                  |
| j. | Data Tanah                    | = Uji Sondir            |
| k. | Zona Gempa                    | = 4 (Malang)            |
| l. | Atap                          | = Dak Beton             |
| m. | Pembebanan                    |                         |

Perencanaan pembebanan dihitung dari berat sendiri struktur, beban hidup akibat fungsi struktur, dan beban lateral akibat gempa.

Kode pembebanan adalah sebagai berikut :

- Beban mati : D
- Beban hidup : L
- Beban gempa : E



Berat sendiri dari material konstruksi sesuai dengan PPIUG 1983 diambil sebagai berikut:

▪ Beton	= 2400 kg/m <sup>3</sup>
▪ Keramik Per cm tebal	= 24 kg/ m <sup>2</sup>
▪ Spesi Per cm tebal	= 21 kg/ m <sup>2</sup>
▪ Langit –langit	= 11 kg/ m <sup>2</sup>
▪ Dinding pasangan bata merah ½ batu	= 250 kg/m <sup>2</sup>
▪ Penggantung	= 7 kg/m <sup>2</sup>
▪ Pasir	= 1600 kg/m <sup>3</sup>

Dimensi balok dan kolom

a. Balok

- B1,B2,G4,G7,G19,G20 = 20/40
- B3,B4,G1,G2,G10,G12,G21,G28 = 25/60
- G3,G6,G8,G13,G14,G15,G17,G22,G23,G24,G26,G27,G29 = 25/50
- G5 = 20/50
- G20 = 20/40

b. Kolom

- Lantai 1-4

- K1 = 30 cm x 60 cm
- K2 = 40 cm x 50 cm

- Lantai 5-Atap

- K1 = 30 cm x 50 cm
- K2 = 40 cm x 40 cm

### 3.2. Perhitungan Plat Lantai

#### 3.2.1. Perhitungan Beban Atap (Dak Beton)

$$Tebal = 120 \text{ mm} = 0,12 \text{ m}$$

Baban Mati (qd)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri plat lantai} &= 0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 &&= 288 \text{ kg/m}^2 \\ - \text{ Berat plafond + penggantung} &= 11+7 &&= \underline{18 \text{ Kg/m}^2} + \\ &&&qd = 306 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Baban Hidup (ql)
- Beban orang = 100 Kg/m<sup>2</sup>

#### 3.2.2. Pembebanan plat lantai 2,3,4,5,6

$$Tebal = 120 \text{ mm} = 0,12 \text{ m}$$

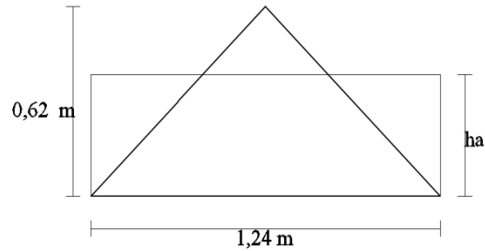
- Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri plat lantai} &= 0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 &&= 288 \text{ kg/m}^2 \\ - \text{ Berat plafond + penggantung} &= 11+7 &&= 18 \text{ Kg/m}^2 \\ - \text{ Berat spesi} &= 3 \times 21 &&= 63 \text{ Kg/m}^2 \\ - \text{ Berat tegel} &&&= \underline{24 \text{ Kg/m}^2} + \\ &&&qd = 393 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Baban Hidup (ql)
- Beban orang (ql) = 250 Kg/m<sup>2</sup>

### 3.2.3. Perataan Beban Plat Lantai

#### a) Perataan Tipe A



$$\begin{aligned} R_A &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\ &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\ &= \left( \frac{1}{2} \times 1,24 \times 0,62 \right) \times \frac{1}{2} \\ &= 0,192 \end{aligned}$$

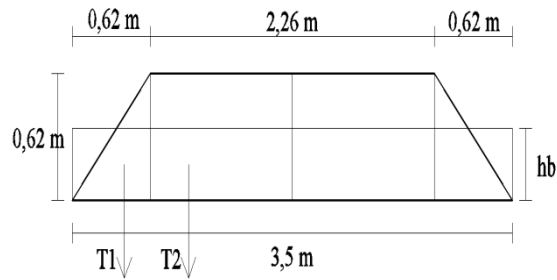
$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 0,62 \times 0,62 \\ &= 0,192 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_A \times \frac{1}{2}L - T_1 \times \frac{1}{3} \times 0,62 \\ &= 0,192 \times \left( \frac{1}{2} \times 1,24 \right) - 0,192 \times \frac{1}{3} \times 0,62 \\ &= 0,08 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} \times h_a \times L^2 \\ 0,08 &= \frac{1}{8} \times h_a \times 1,24^2 \end{aligned}$$

$$H_a = 0,42 \text{ m}$$

b) Perataan Tipe B



$$R_A = L_{\text{trapesium}} \cdot 0,5$$

$$= \left( \frac{2,26 + 3,5}{2} \times 0,62 \right) \times 0,5 = 0,89 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T_2 = 1,13 \times 0,62 = 0,7 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 0,62 + 1,13 \right) - T_2 \times 1,13$$

$$= 0,89 \times 0,5 \times 3,5 - 0,19 \times \left( \frac{1}{3} \times 0,62 + 1,13 \right) - 0,7 \times 1,13$$

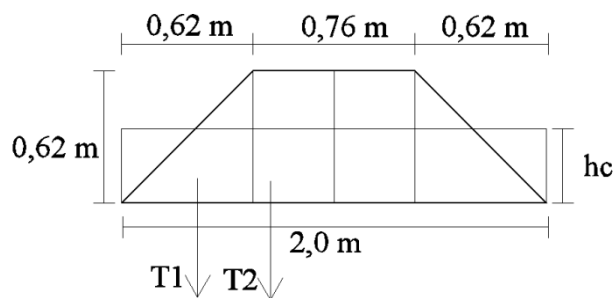
$$= 0,51 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times hb \times L^2$$

$$0,51 = \frac{1}{8} \times hb \times 3,5^2$$

$$hb = 0,34 \text{ m}$$

c) Perataan Tipe C



$$R_A = L_{\text{trapesium}} \cdot 0,5$$

$$= \left( \frac{0,76+2}{2} \times 0,62 \right) \times 0,5 = 0,43 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,38 \times 0,62 = 0,24 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 0,62 + 0,38 \right) - T_2 \times 0,38$$

$$= 0,43 \times 0,5 \times 2 - 0,19 \times \left( \frac{1}{3} \times 0,62 + 0,38 \right) - 0,24 \times 0,38$$

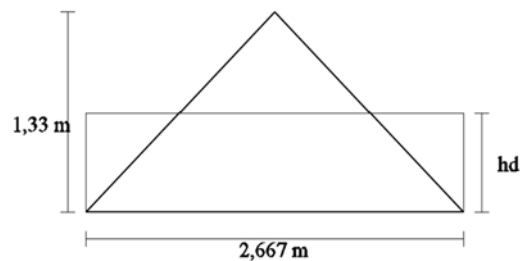
$$= 0,23 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times hc \times L^2$$

$$0,23 = \frac{1}{8} \times hc \times 2^2$$

$$hc = 0.45 \text{ m}$$

d) Perataan Tipe D



$$R_A = (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left( \frac{1}{2} \times 2,667 \times 1,33 \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= 0,887$$

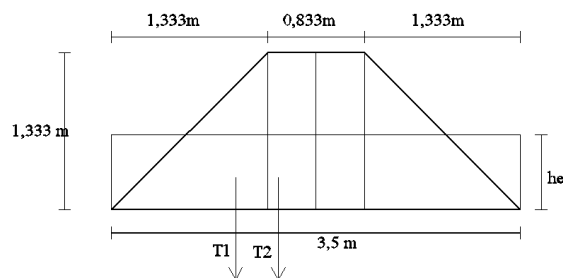
$$T_1 = \frac{1}{2} \times L \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,33 \times 1,33$$

$$= 0,884$$

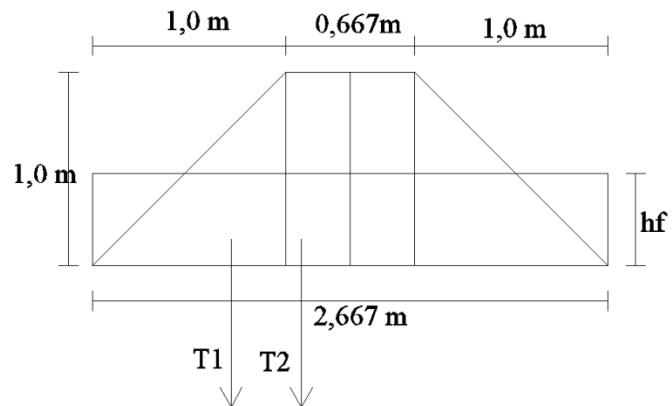
$$\begin{aligned}
M_{\max} &= R_A \times \frac{1}{2}L - T_1 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\
&= 0,887 \times (\frac{1}{2} \times 2,667) - 0,884 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\
&= 0,79 \\
M_{\max} &= \frac{1}{8} \times h_d \times L^2 \\
0,79 &= \frac{1}{8} \times h_d \times 2,667^2 \\
H_d &= 0,88 \text{ m}
\end{aligned}$$

e) Perataan Tipe E



$$\begin{aligned}
R_A &= L_{\text{trapesium}} \times 0,5 \\
&= \left( \frac{0,83 + 3,5}{2} \times 1,33 \right) \times 0,5 = 1,44 \text{ m} \\
T_1 &= 0,5 \times 1,33 \times 1,33 = 0,89 \text{ m} \\
T_2 &= 0,42 \times 1,33 = 0,56 \text{ m} \\
M_{\max} &= R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 1,33 + 0,42 \right) - T_2 \times 0,42 \\
&= 1,44 \times 0,5 \times 3,5 - 0,89 \times (\frac{1}{3} \times 1,33 + 0,42) - 0,56 \times 0,42 \\
&= 1,53 \text{ m} \\
M_{\max} &= \frac{1}{8} \times h_e \times L^2 \\
1,53 &= \frac{1}{8} \times h_e \times 3,5^2 \\
h_e &= \mathbf{1 \text{ m}}
\end{aligned}$$

f) Perataan Tipe F



$$R_A = L_{\text{trapesium}} \times 0,5$$

$$= \left( \frac{0,67 + 2,67}{2} \times 1 \right) \times 0,5 = 0,84 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 1 \times 1 = 0,5 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,34 \times 1 = 0,34 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 1 + 0,34 \right) - T_2 \times 0,34$$

$$= 0,84 \times 0,5 \times 2,67 - 0,5 \times \left( \frac{1}{3} \times 1 + 0,34 \right) - 0,34 \times 0,34$$

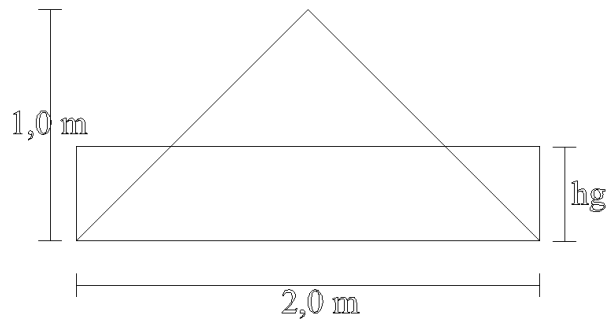
$$= 0,67 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times hf \times L^2$$

$$0,67 = \frac{1}{8} \times hf \times 2,67^2$$

$$hf = 0,75 \text{ m}$$

g) Perataan Beban Tipe G



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 2 \times 1 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 0,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \\
 &= 0,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,75 \\
 &= 0,5 \times \left( \frac{1}{2} \times 2 \right) - 0,5 \times \frac{1}{3} \times 1 \\
 &= 0,333
 \end{aligned}$$

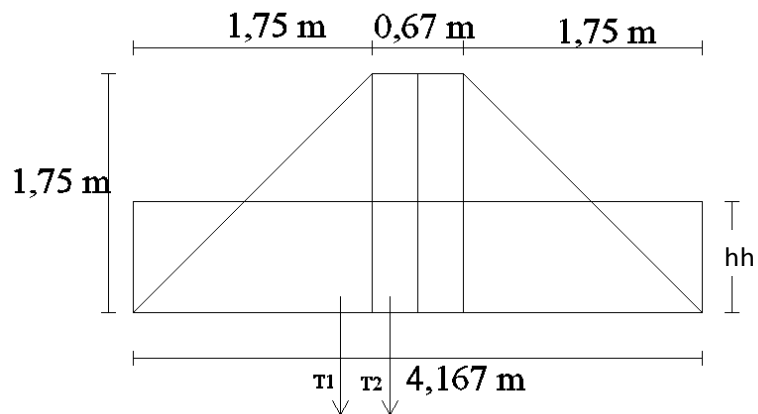
$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times hg \times L^2$$

$$0,333 = \frac{1}{8} \times hg \times 2^2$$

$$Hg = 0,66 \text{ m}$$



h) Perataan Tipe H



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left( \frac{0,67 + 4,17}{2} \times 1,75 \right) \times 0,5 = 2,12 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 1,75 \times 1,75 = 1,53 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,34 \times 1,75 = 0,59 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 1,75 + 0,34 \right) - T_2 \times 0,34$$

$$= 2,12 \times 0,5 \times 4,167 - 0,5 \times \left( \frac{1}{3} \times 1,75 + 0,34 \right) - 0,59 \times 0,34$$

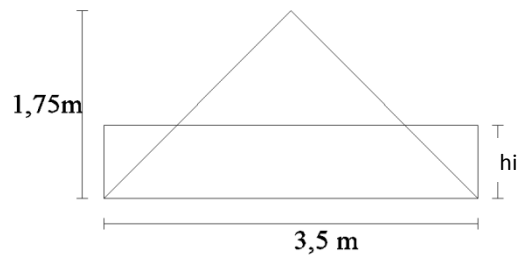
$$= 2,81 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times h_j \times L^2$$

$$2,81 = \frac{1}{8} \times h_j \times 4,17^2$$

$$h_h = 1,29 \text{ m}$$

i) Perataan Beban Tipe I



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 3,5 \times 1,75 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 1,53
 \end{aligned}$$

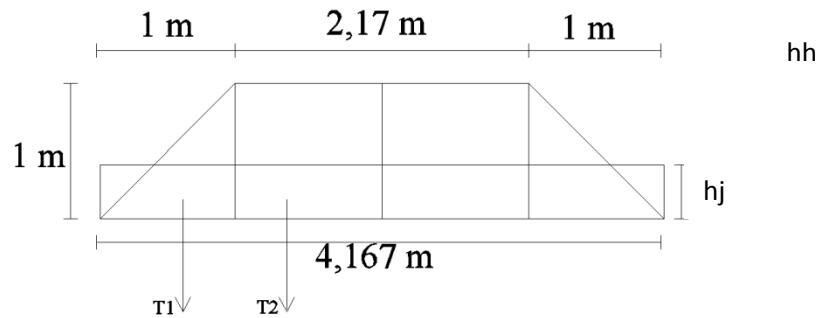
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,75 \times 1,75 \\
 &= 1,53
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,75 \\
 &= 1,53 \times \left( \frac{1}{2} \times 3,5 \right) - 1,53 \times \frac{1}{3} \times 1,75 \\
 &= 1,785
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h_i \times L^2 \\
 1,785 &= \frac{1}{8} \times h_i \times 3,5^2
 \end{aligned}$$

$$H_i = 1,66 \text{ m}$$

j) Perataan Beban Tipe J



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left( \frac{2,17 + 4,167}{2} \times 1 \right) \times 0,5 = 1,59 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 1 \times 1 = 0,5 \text{ m}$$

$$T_2 = 1,09 \times 1 = 1,09 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 1 + 1,09 \right) - T_2 \times 1,09$$

$$= 1,59 \times 0,5 \times 4,167 - 0,5 \times \left( \frac{1}{3} \times 1 + 1,09 \right) - 1,09 \times 1,09$$

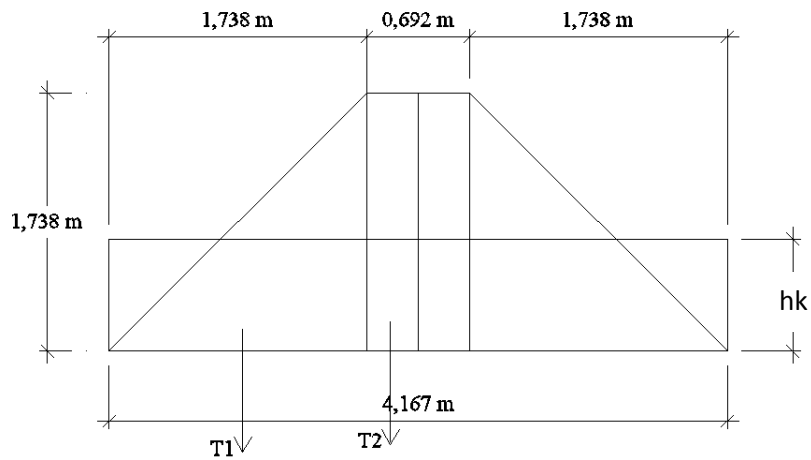
$$= 1,42 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times hl \times L^2$$

$$1,42 = \frac{1}{8} \times hl \times 4,167^2$$

$$hj = 0,65 \text{ m}$$

k) Perataan Beban Tipe K



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((0,69 + 4,167) / 2 \times 1,74) \times 0,5 = 2,11 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,74 \times 1,74 = 1,51 \text{ m}$$

$$T2 = 0,35 \times 1,74 = 0,6 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 1,74 + 0,35) - T2 \times 0,35$$

$$= 2,11 \times 0,5 \times 4,167 - 1,51 \times (1/3 \times 1,74 + 0,35) -$$

$$0,6 \times 0,35$$

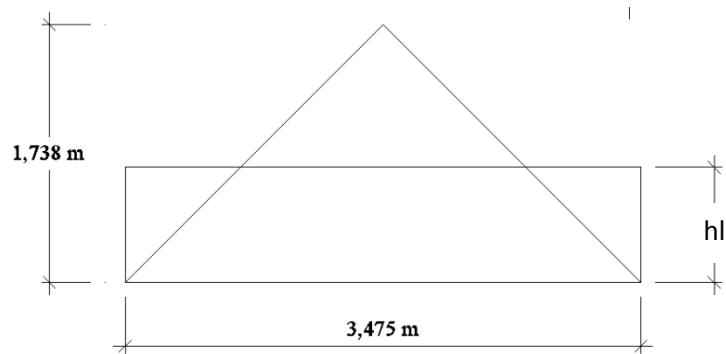
$$= 2,8 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h_r \times L^2$$

$$2,8 = 1/8 \times h_r \times 4,167^2$$

$$h_k = 1,29 \text{ m}$$

1) Perataan Beban Tipe L



$$RA = (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left( \frac{1}{2} \times 3,475 \times 1,738 \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= 1,51$$

$$T1 = \frac{1}{2} \times L \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,738 \times 1,738$$

$$= 1,51$$

$$M_{\text{max}} = RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,75$$

$$= 1,51 \times \left( \frac{1}{2} \times 3,475 \right) - 1,51 \times \frac{1}{3} \times 1,738$$

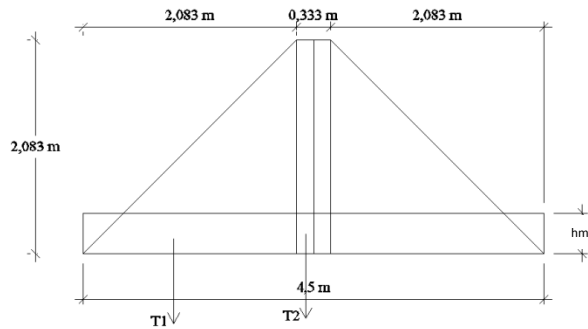
$$= 1,749$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times hl \times L^2$$

$$1,749 = \frac{1}{8} \times hl \times 3,475^2$$

$$Hl = 1,18 \text{ m}$$

m) Perataan Beban Tipe M



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left( \frac{0,33 + 4,5}{2} \times 2,08 \right) \times 0,5 = 2,51 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,17 \times 2,08 = 0,34 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 2,08 + 0,17 \right) - T_2 \times 0,17$$

$$= 2,51 \times 0,5 \times 4,5 - 2,16 \times \left( \frac{1}{3} \times 2,08 + 0,17 \right) - 0,34 \times 0,17$$

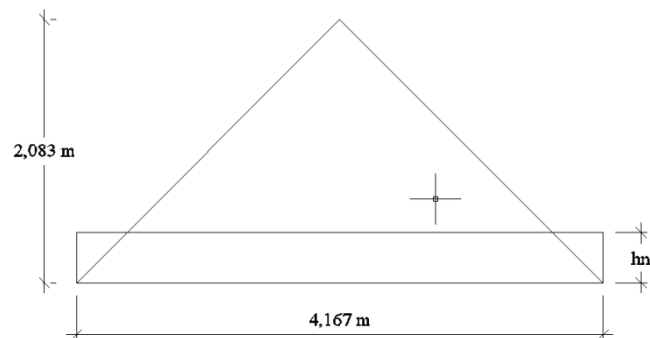
$$= 3,74 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times h_o \times L^2$$

$$3,74 = \frac{1}{8} \times h_o \times 4,5^2$$

$$h_m = 1,48 \text{ m}$$

n) Perataan Beban Tipe N



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 4,167 \times 2,083 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 2,17
 \end{aligned}$$

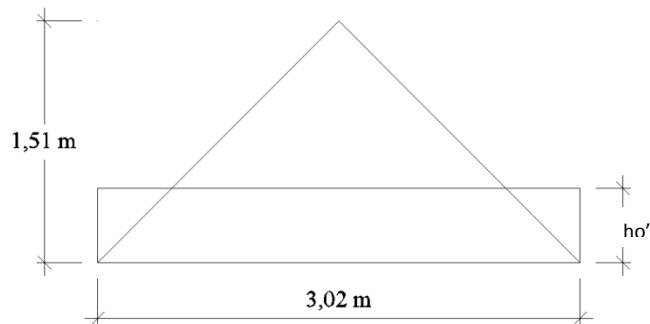
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 2,083 \times 2,083 \\
 &= 2,17
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 2,083 \\
 &= 2,17 \times \left( \frac{1}{2} \times 4,167 \right) - 2,17 \times \frac{1}{3} \times 2,083 \\
 &= 3,01
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h_n \times L^2 \\
 3,01 &= \frac{1}{8} \times h_n \times 4,167^2
 \end{aligned}$$

$$H_n = 1,39 \text{ m}$$

o) Perataan Beban Tipe O



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 3,02 \times 1,51 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 1,14
 \end{aligned}$$

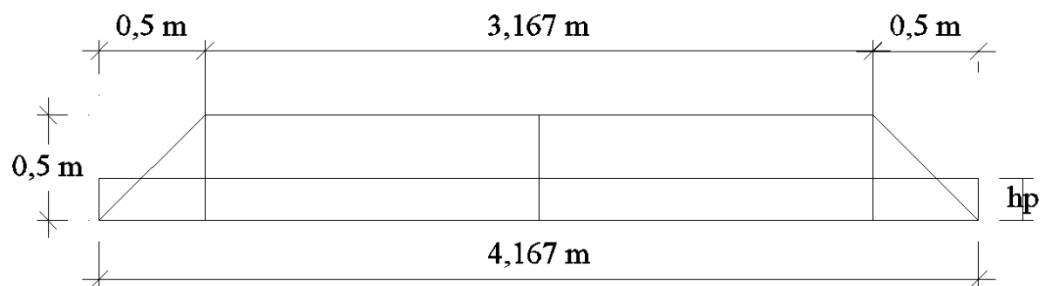
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,51 \times 1,51 \\
 &= 1,14
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,51 \\
 &= 1,14 \times (\frac{1}{2} \times 3,02) - 1,14 \times \frac{1}{3} \times 1,51 \\
 &= 1,148
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{8} \times h_o \times L^2 \\
 1,148 &= \frac{1}{8} \times h_o \times 3,02^2
 \end{aligned}$$

$$H_o = 1 \text{ m}$$

p) Perataan Beban Tipe P



$$\begin{aligned}
 RA &= L \cdot \text{trapesium} \times 0,5 \\
 &= ((3,17 + 4,167) / 2 \times 0,5) \times 0,5 = 0,92 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,5 \times 0,5 = 0,13 \text{ m}$$

$$T2 = 1,59 \times 0,5 = 0,79 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (\frac{1}{3} \times 0,5 + 0,1,59) - T2 \times 1,59 \\
 &= 0,92 \times 0,5 \times 4,167 - 0,13 \times (\frac{1}{3} \times 0,5 + 1,59) - \\
 &\quad 0,79 \times 1,59 \\
 &= 0,44 \text{ m}
 \end{aligned}$$

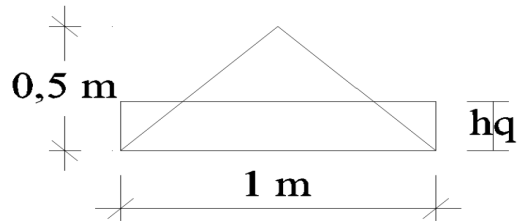


$$M_{\max} = 1/8 \times h_p \times L^2$$

$$0,44 = 1/8 \times h_p \times 4,167^2$$

$$h_p = 0,2\text{m}$$

q) Perataan Beban Tipe Q



$$R_A = (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2}$$

$$= (1/2 \times L \times h) \times \frac{1}{2}$$

$$= (1/2 \times 1 \times 0,5) \times \frac{1}{2}$$

$$= 0,125$$

$$T_1 = \frac{1}{2} \times L \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,5 \times 0,5$$

$$= 0,125$$

$$M_{\max} = R_A \times \frac{1}{2}L - T_1 \times \frac{1}{3} \times 0,5$$

$$= 0,125 \times (1/2 \times 1) - 0,125 \times 1/3 \times 0,5$$

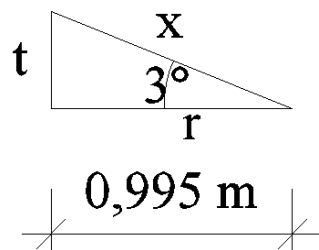
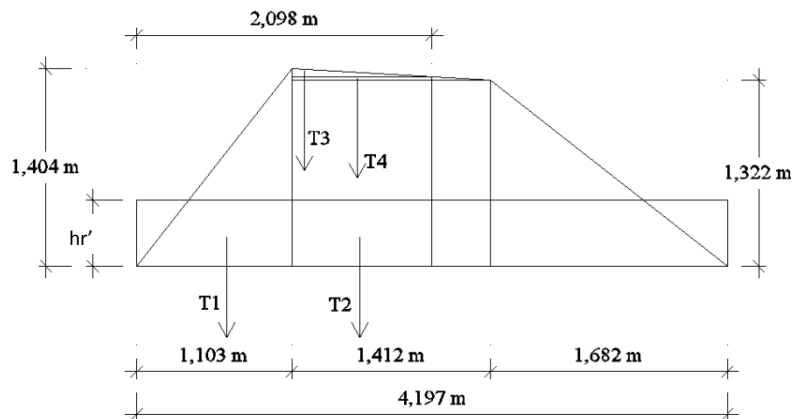
$$= 0,04$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h_q \times L^2$$

$$0,04 = 1/8 \times h_q \times 1^2$$

$$H_q = 0,32 \text{ m}$$

r) Perataan Beban Tipe R



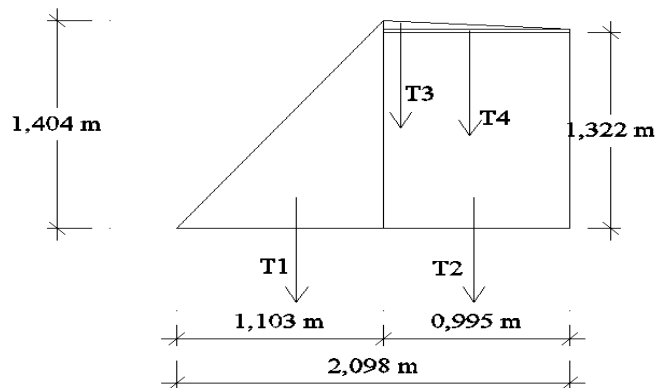
$$\cos 10^0 = r/x$$

$$0,9848 = 0,571 / x$$

$$X = 0,5798$$

$$T = \sqrt{x^2 - r^2}$$

$$= 0,1007$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,103 \times 1,404 = 0,7743$$

$$T2 = 0,995 \times 1,322 = 1,3154$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,995 \times 0,052 = 0,0259$$

$$T4 = 0,995 \times 0,030 = 0,030$$

$$Ra = 0,7743 + 1,3154 + 0,0259 + 0,030 = 2,1453$$

$$M_{\max I} = 1/8 \times h_w \times L^2$$

$$= 1/8 \times h_w \times 4,197^2$$

$$= 2,2019 h_w$$

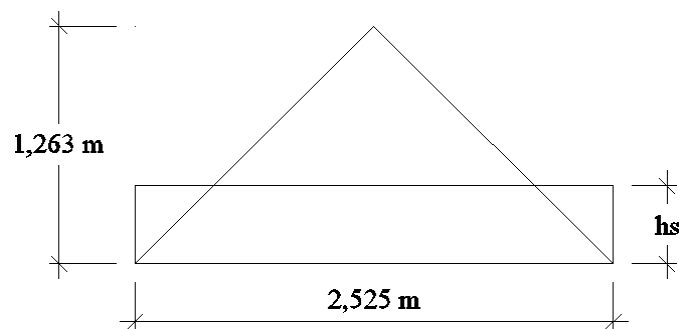
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (R_a \times 2,099) - (T_1 \times (0,995 + 1/3 \times 1,103)) - (T_2 \times (1/2 \times 0,995)) - (T_3 \times (2/3 \times 0,995)) - (T_4 \times 1/2 \times 0,995) \\ &= (2,1453 \times 2,099) - (0,7743 \times (0,995 + 1/3 \times 1,103)) - (1,3154 \times (1/2 \times 0,995)) - (0,0259 \times (2/3 \times 0,995)) - (0,030 \times 1/2 \times 0,995) \\ &= 2,396 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$2,2019 h_r = 2,396$$

$$h_r = 1,088 \text{ m}$$

s) Perataan Beban Tipe S



$$\begin{aligned} R_A &= (L_{\text{segitiga}}) \times 1/2 \\ &= (1/2 \times L \times h) \times 1/2 \\ &= (1/2 \times 2,525 \times 1,263) \times 1/2 \\ &= 0,797 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,263 \times 1,263 \\
 &= 0,798
 \end{aligned}$$

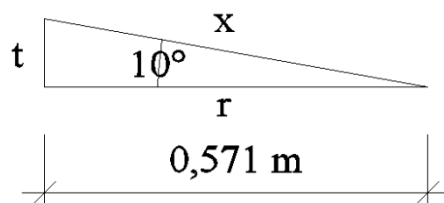
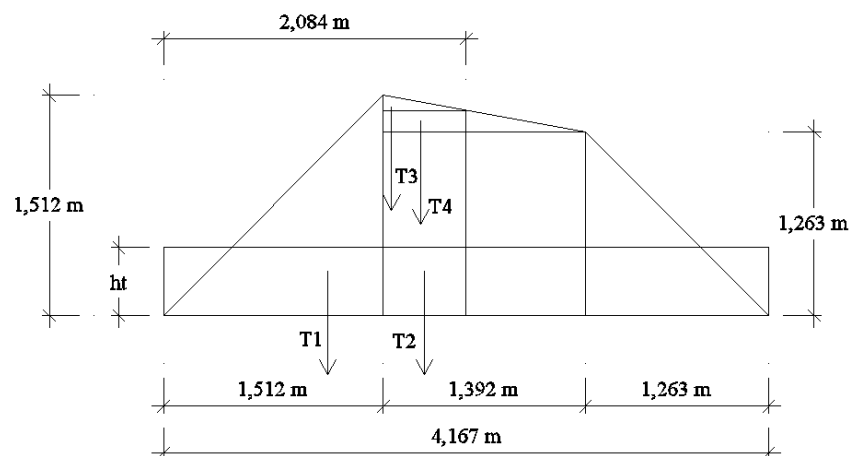
$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\
 &= 0,797 \times (\frac{1}{2} \times 2,525) - 0,798 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\
 &= 0,67
 \end{aligned}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times h_s \times L^2$$

$$0,67 = \frac{1}{8} \times h_s \times 2,525^2$$

$$H_s = 0,841 \text{ m}$$

t) Perataan Beban Tipe t



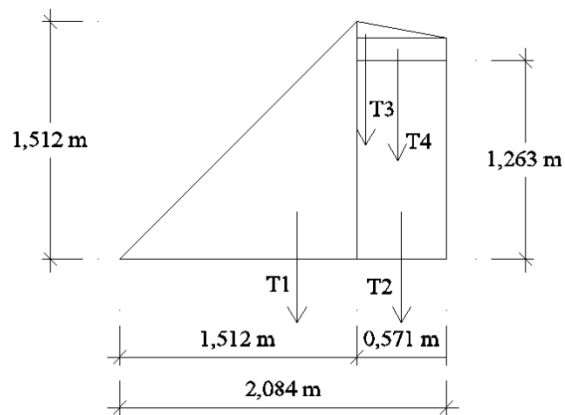
$$\cos 10^\circ = r/x$$

$$0,9848 = 0,571 / x$$

$$X = 0,5798$$

$$t = \sqrt{x^2 - r^2}$$

$$= 0,1007$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,512 \times 1,512 = 1,1431$$

$$T2 = 0,571 \times 1,263 = 0,7212$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,571 \times 0,101 = 0,0287$$

$$T4 = 0,571 \times 0,148 = 0,085$$

$$Ra = 1,143 + 0,7212 + 0,0287 + 0,0847 = 1,9777$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \times ht \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times ht \times 4,167^2$$

$$= 2,1705 \text{ ht}$$

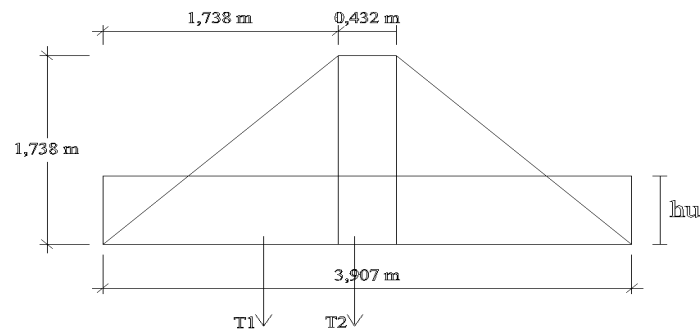
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (Ra \times 2,084) - (T1 \times (0,571 + \frac{1}{3} \times 1,512)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 0,571)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 0,571)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 0,571) \\ &= (1,9777 \times 2084) - (1,1431 \times (0,571 + \frac{1}{3} \times 1,512)) - (0,7212 \times (\frac{1}{2} \times 0,571)) - (0,0287 \times (\frac{2}{3} \times 0,571)) - (0,085 \times \frac{1}{2} \times 0,571) \\ &= 2,356 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$2,1705 \text{ ht} = 2,356$$

$$ht = 1,0855 \text{ m}$$

u) Perataan Beban Tipe U



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((0,43 + 3,91) / 2 \times 1,74) \times 0,5 = 1,81 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,74 \times 1,74 = 1,51 \text{ m}$$

$$T2 = 0,22 \times 1,74 = 0,87 \text{ m}$$

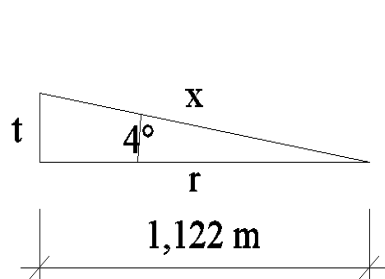
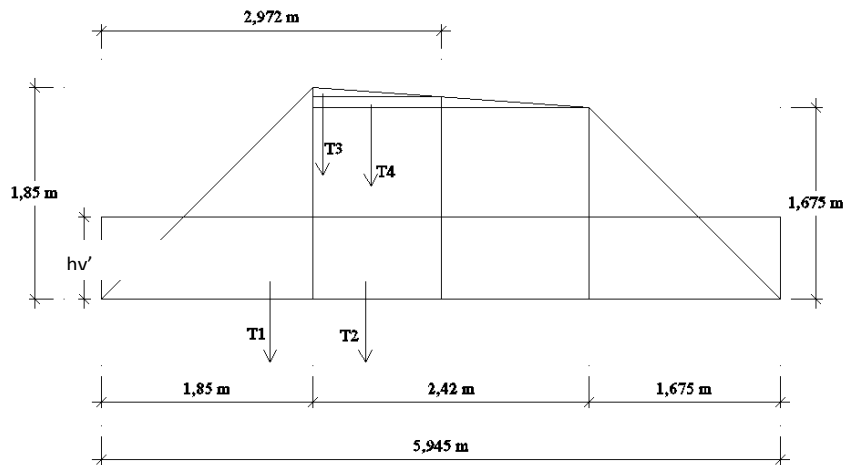
$$\begin{aligned} M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 1,74 + 0,22) - T2 \times 0,22 \\ &= 1,81 \times 0,5 \times 3,91 - 1,51 \times (1/3 \times 1,74 + 0,22) - \\ &\quad 0,87 \times 0,22 \\ &= 2,4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times hu \times L^2$$

$$2,4 = 1/8 \times hu \times 3,91^2$$

$$hu = 1,26 \text{ m}$$

v) Perataan Beban Tipe V



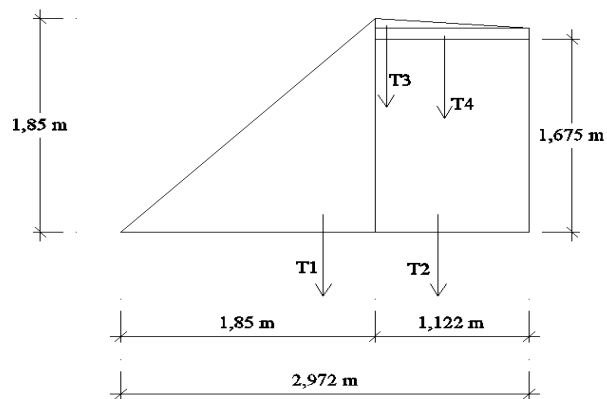
$$\cos 4^\circ = r/x$$

$$0,9976 = 1,122 / x$$

$$X = 1,125$$

$$T = \sqrt{(x^2 - r^2)}$$

$$= 0,078$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,85 \times 1,85 = 1,7113$$

$$T2 = 1,122 \times 1,675 = 1,894$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 1,122 \times 0,078 = 0,044$$

$$T4 = 1,122 \times 0,097 = 0,108$$

$$Ra = 1,7133 + 1,894 + 0,044 + 0,108 = 3,74$$

$$M_{\max I} = 1/8 \times h d' \times L^2$$

$$= 1/8 \times h d' \times 5,945^2$$

$$= 4,42 h d'$$

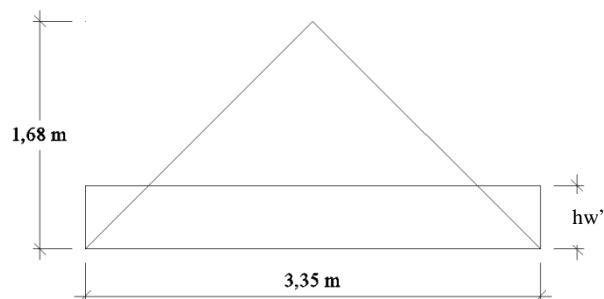
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (Ra \times 2,973) - (T1 \times (1,122 + 1/3 \times 1,85)) - (T2 \times (1/2 \times 1,122)) - (T3 \times (2/3 \times 1,122)) - (T4 \times 1/2 \times 1,122) \\ &= (3,74 \times 2,973) - (1,7113 \times (1,122 + 1/3 \times 1,85)) - (1,894 \times (1/2 \times 1,122)) - (0,044 \times (2/3 \times 1,122)) - (0,108 \times 1/2 \times 1,122) \\ &= 6,945 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$4,42 h d' = 6,945$$

$$h v' = 1,572 \text{ m}$$

w) Perataan Beban Tipe W



$$\begin{aligned} RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times 1/2 \\ &= (1/2 \times L \times h) \times 1/2 \\ &= (1/2 \times 3,35 \times 1,68) \times 1/2 \\ &= 1,407 \end{aligned}$$



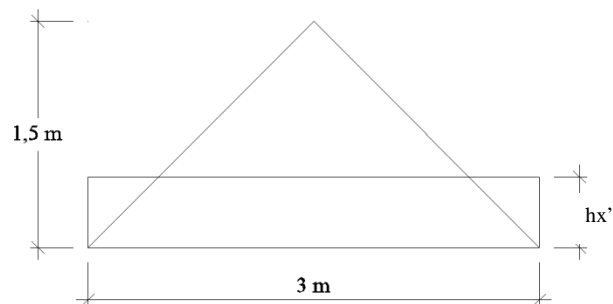
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,68 \times 1,68 \\
 &= 1,407
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\
 &= 1,407 \times (\frac{1}{2} \times 3,35) - 1,407 \times \frac{1}{3} \times 1,68 \\
 &= 1,57
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{8} \times h_s \times L^2 \\
 1,57 &= \frac{1}{8} \times h_s \times 3,35^2
 \end{aligned}$$

$$H_s = 1,12 \text{ m}$$

x) Perataan Beban Tipe X



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= (\frac{1}{2} \times L \times h) \times \frac{1}{2} \\
 &= (\frac{1}{2} \times 3 \times 1,5) \times \frac{1}{2} \\
 &= 1,125
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 1,5 \\
 &= 1,125
 \end{aligned}$$

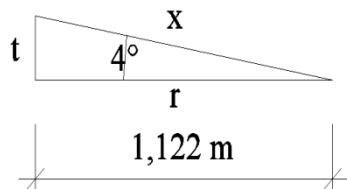
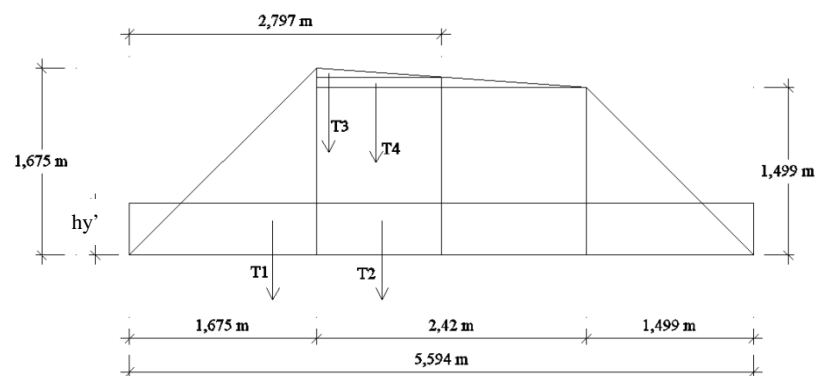
$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= R_A \times \frac{1}{2}L - T_1 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \\
 &= 1,125 \times (\frac{1}{2} \times 3) - 1,125 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \\
 &= 1,125
 \end{aligned}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times h_x \times L^2$$

$$1,125 = \frac{1}{8} \times h_x \times 3^2$$

$$h_x = 1 \text{ m}$$

y) Perataan Beban Tipe Y



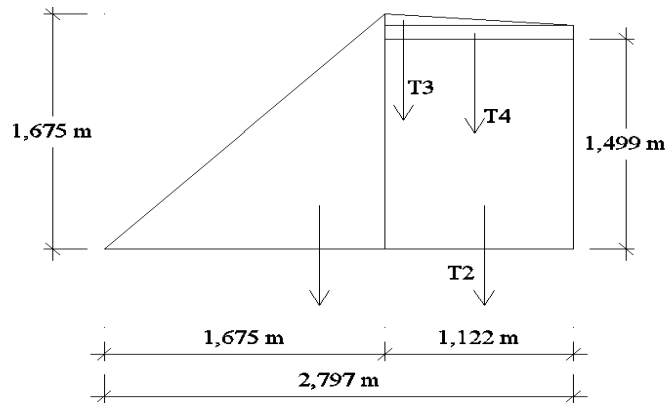
$$\cos 4^\circ = r/x$$

$$0,9976 = 1,122 / x$$

$$X = 1,125$$

$$T = \sqrt{(x^2 - r^2)}$$

$$= 0,078$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,675 \times 1,675 = 1,403$$

$$T2 = 1,122 \times 1,499 = 1,682$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 1,122 \times 0,078 = 0,044$$

$$T4 = 1,122 \times 0,098 = 0,109$$

$$Ra = 1,403 + 1,682 + 0,044 + 0,109 = 3,2381$$

$$M_{maxI} = \frac{1}{8} \times h e' \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h e' \times 5,945^2$$

$$= 3,9116 h e'$$

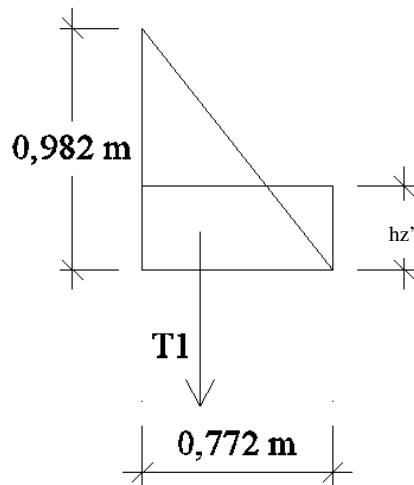
$$\begin{aligned} M_{maxII} &= (Ra \times 2,797) - (T1 \times (1,122 + \frac{1}{3} \times 1,675)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 1,122) \\ &= (3,238 \times 2,797) - (1,403 \times (1,122 + \frac{1}{3} \times 1,675)) - (1,682 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (0,044 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (0,109 \times \frac{1}{2} \times 1,122) \\ &= 5,514 \end{aligned}$$

$$M_{Max I} = M_{max II}$$

$$3,9116 h e' = 5,514$$

$$h y' = 1,410 \text{ m}$$

z) Perataan Beban Tipe Z



$$RA = (L_{\text{segitiga}})$$

$$= (1/2 \times L \times h)$$

$$= (1/2 \times 3 \times 1,5)$$

$$= 1,125$$

$$T1 = 1/2 \times L \times h$$

$$= 1/2 \times 1,5 \times 1,5$$

$$= 1,125$$

$$M_{\text{max}} = RA \times 1/2 L - T1 \times 1/3 \times 1,5$$

$$= 1,125 \times (1/2 \times 3) - 1,125 \times 1/3 \times 1,5$$

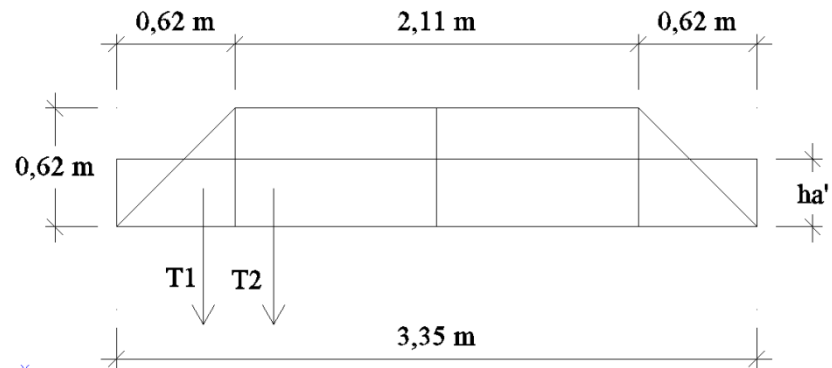
$$= 1,125$$

$$M_{\text{max}} = 1/8 \times h \times L^2$$

$$1,125 = 1/8 \times h \times 3^2$$

$$Hx = 1 \text{ m}$$

aa) Perataan Beban Tipe a'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,11 + 3,35)/2 \times 0,62) \times 0,5 = 0,85 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 1,06 \times 0,62 = 0,65 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 1,06) - T2 \times 1,06$$

$$= 0,85 \times 0,5 \times 3,35 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 1,06) -$$

$$1,06 \times 1,06$$

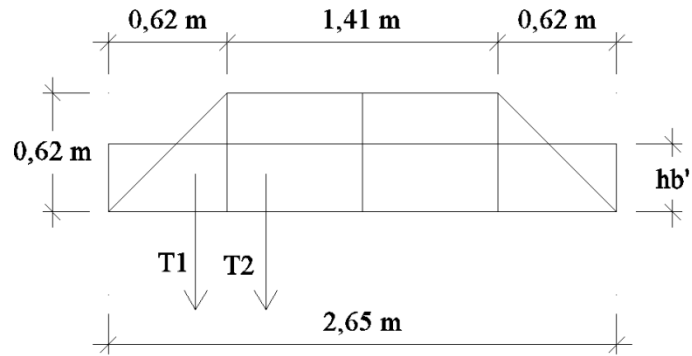
$$= 0,48 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times ha' \times L^2$$

$$0,48 = 1/8 \times ha' \times 3,35^2$$

$$ha' = 0,35 \text{ m}$$

bb) Perataan Beban Tipe b'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,11 + 3,35)/2 \times 0,62) \times 0,5 = 0,85 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 0,71 \times 0,62 = 0,44 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 1,06) - T2 \times 1,06$$

$$= 0,85 \times 0,5 \times 3,35 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 0,71) -$$

$$0,71 \times 0,71$$

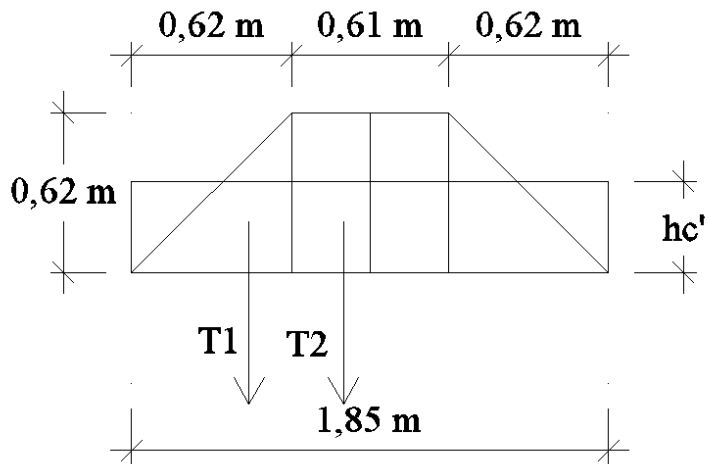
$$= 0,35 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times hb' \times L^2$$

$$0,35 = 1/8 \times hb' \times 3,35^2$$

$$hb' = 0,4 \text{ m}$$

cc) Perataan Beban Tipe c'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((0,61 + 1,85)/2 \times 0,62) \times 0,5 = 0,38 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 0,31 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31$$

$$= 0,38 \times 0,5 \times 1,85 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 0,31) -$$

$$0,19 \times 0,31$$

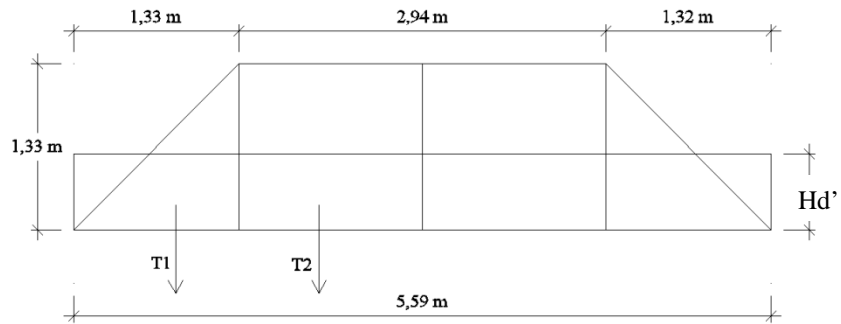
$$= 0,2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times hc' \times L^2$$

$$0,2 = 1/8 \times hc' \times 1,85^2$$

$$hc' = 0,46 \text{ m}$$

dd) Perataan Beban Tipe d'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,94 + 5,59) / 2 \times 1,33) \times 0,5 = 2,84 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,33 \times 1,33 = 0,88 \text{ m}$$

$$T2 = 1,47 \times 1,33 = 1,96 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31$$

$$= 2,84 \times 0,5 \times 5,59 - 0,88 \times (1/3 \times 1,33 + 1,47) -$$

$$1,96 \times 1,47$$

$$= 3,36 \text{ m}$$

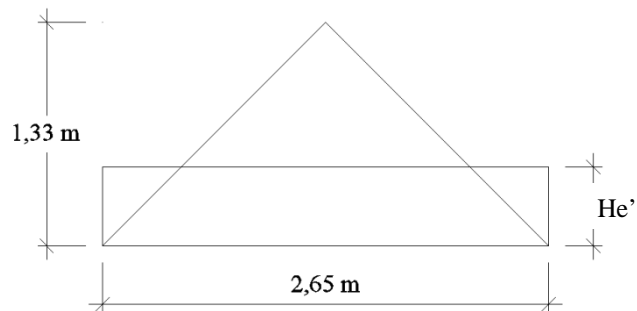
$$M_{\max} = 1/8 \times hd' \times L^2$$

$$3,36 = 1/8 \times hd' \times 5,59^2$$

$$hd' = 0,86 \text{ m}$$



ee) Perataan Beban Tipe E'



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 2,65 \times 1,33 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 0,88
 \end{aligned}$$

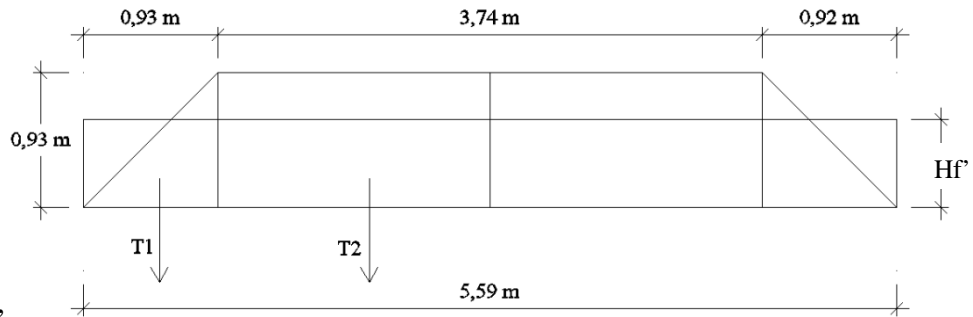
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,33 \times 1,33 \\
 &= 0,88
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\
 &= 0,88 \times \left( \frac{1}{2} \times 2,65 \right) - 0,88 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\
 &= 0,776
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h_e' \times L^2 \\
 0,776 &= \frac{1}{8} \times h_e' \times 2,65^2
 \end{aligned}$$

$$h_e' = 0,884 \text{ m}$$

ff) Perataan Beban Tipe F'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((3,72 + 5,59)/2 \times 0,93) \times 0,5 = 2,16 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,93 \times 0,93 = 0,43 \text{ m}$$

$$T2 = 1,86 \times 0,93 = 1,74 \text{ m}$$

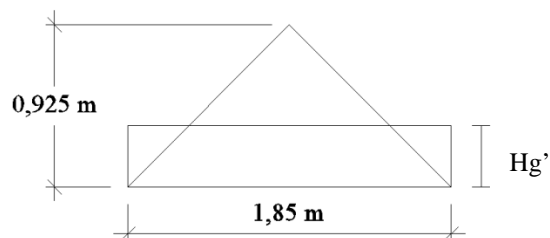
$$\begin{aligned} M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31 \\ &= 2,16 \times 0,5 \times 5,59 - 0,43 \times (1/3 \times 0,93 + 1,86) - \\ &\quad 1,74 \times 1,86 \\ &= 1,87 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h m' \times L^2$$

$$1,87 = 1/8 \times h m' \times 5,59^2$$

$$h f' = 0,48 \text{ m}$$

gg) Perataan Beban Tipe G'



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 1,85 \times 0,925 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 0,428
 \end{aligned}$$

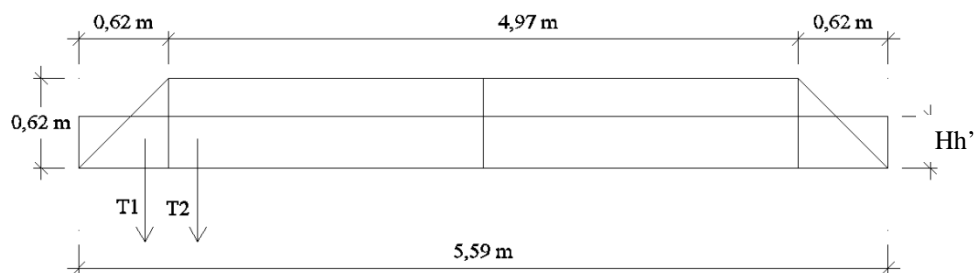
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,925 \times 0,925 \\
 &= 0,428
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 0,925 \\
 &= 0,428 \times \left( \frac{1}{2} \times 1,85 \right) - 0,428 \times \frac{1}{3} \times 0,925 \\
 &= 0,264
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h e' \times L^2 \\
 0,264 &= \frac{1}{8} \times h e' \times 2,65^2
 \end{aligned}$$

$$h e' = 0,3 \text{ m}$$

hh) Perataan Beban Tipe H'



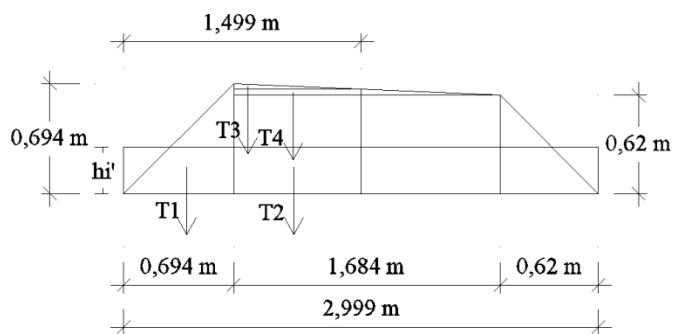
$$\begin{aligned}
 RA &= L_{\text{trapesium}} \times 0,5 \\
 &= \left( \frac{(4,97 + 5,59)}{2} \times 0,62 \right) \times 0,5 = 1,64 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

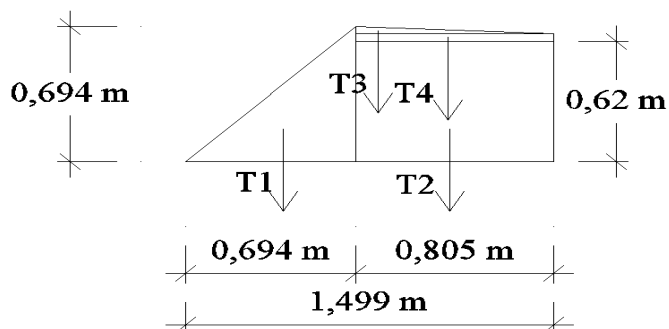
$$T2 = 2,49 \times 0,62 = 1,54 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T_2 \times 0,31 \\
 &= 1,64 \times 0,5 \times 5,59 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 2,49) - \\
 &\quad 1,54 \times 2,49 \\
 &= 0,23 \text{ m} \\
 M_{\max} &= 1/8 \times h m' \times L^2 \\
 0,23 &= 1/8 \times h m' \times 5,59^2 \\
 h h' &= 0,06 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ii) Perataan Beban Tipe i'



$$\begin{aligned}
 \cos 3^\circ &= r/x \\
 0,9986 &= 0,805/x \\
 X &= 0,806 \\
 T &= \sqrt{(x^2 - r^2)} \\
 &= 0,042
 \end{aligned}$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 0,694 \times 0,694 = 0,2408$$

$$T2 = 0,805 \times 0,62 = 0,4991$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,805 \times 0,042 = 0,017$$

$$T4 = 0,805 \times 0,032 = 0,026$$

$$Ra = 0,2408 + 0,4991 + 0,017 + 0,026 = 0,7825$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \times h_i' \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h_i' \times 2,999^2$$

$$= 1,124 h_i'$$

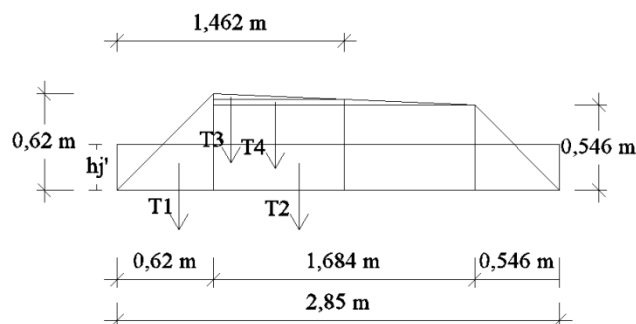
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (Ra \times 1,5) - (T1 \times (0,805 + \frac{1}{3} \times 0,694)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 1,122) \\ &= (0,7825 \times 1,5) - (0,2408 \times (0,805 + \frac{1}{3} \times 0,694)) - (0,4991 \times (\frac{1}{2} \times 0,805)) - (0,017 \times (\frac{2}{3} \times 0,805)) - (0,026 \times \frac{1}{2} \times 0,805) \\ &= 0,949 \end{aligned}$$

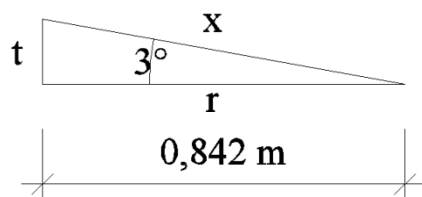
$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$1,124 h_i' = 0,949$$

$$h_i' = 0,8441 \text{ m}$$

jj) Perataan Beban Tipe j'





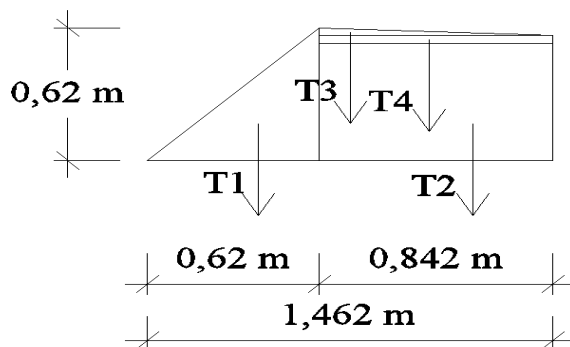
$$\cos 3^\circ = r/x$$

$$0,9986 = 0,842/x$$

$$X = 0,842$$

$$T = \sqrt{(x^2 - r^2)}$$

$$= 0,044$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 0,62 \times 0,62 = 0,1922$$

$$T2 = 0,842 \times 0,546 = 0,4597$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,842 \times 0,044 = 0,018$$

$$T4 = 0,842 \times 0,03 = 0,025$$

$$Ra = 0,1922 + 0,4597 + 0,018 + 0,025 = 0,695$$

$$M_{maxI} = \frac{1}{8} \times h e' \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h e' \times 2,85^2$$

$$= 0,356 h e'$$

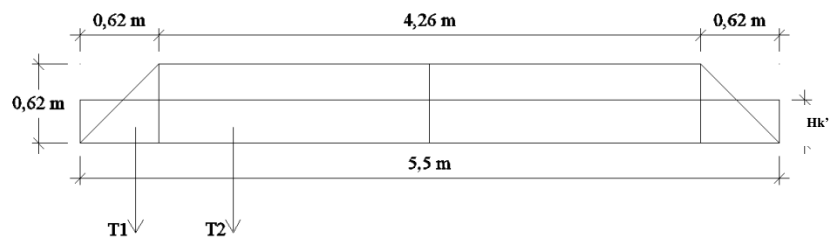
$$\begin{aligned} M_{maxII} &= (Ra \times 1,425) - (T1 \times (0,3 + \frac{1}{3} \times 0,62)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 1,684)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 0,842)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 0,842) \\ &= (0,695 \times 1,425) - (0,1922 \times (0,3 + \frac{1}{3} \times 0,62)) - (0,4597 \times (\frac{1}{2} \times 1,684)) - (0,018 \times (\frac{2}{3} \times 0,842)) - (0,025 \times \frac{1}{2} \times 0,842) \\ &= 0,51 \end{aligned}$$

$$M_{\text{Max I}} = M_{\text{max II}}$$

$$0,356 h_j' = 0,51$$

$$h_j' = 1,434 \text{ m}$$

kk) Perataan Beban Tipe k'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((4,26 + 5,5)/2 \times 0,62) \times 0,5 = 1,51 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 2,13 \times 0,62 = 1,32 \text{ m}$$

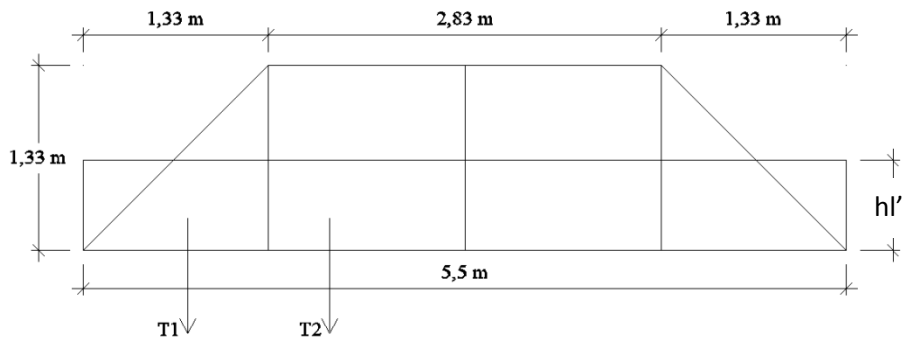
$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 2,13) - T2 \times 2,13 \\ &= 1,51 \times 0,5 \times 5,5 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 2,13) - \\ &\quad 1,32 \times 2,13 \\ &= 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{max}} = 1/8 \times h_o' \times L^2$$

$$0,9 = 1/8 \times h_o' \times 5,5^2$$

$$h_k' = 0,24 \text{ m}$$

II) Perataan Beban Tipe L'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,83 + 5,5)/2 \times 1,33) \times 0,5 = 2,77 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,33 \times 1,33 = 0,88 \text{ m}$$

$$T2 = 1,42 \times 1,33 = 1,88 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 2,13) - T2 \times 2,13$$

$$= 2,77 \times 0,5 \times 5,5 - 0,88 \times (1/3 \times 1,33 + 1,42) -$$

$$1,88 \times 1,42$$

$$= 3,31 \text{ m}$$

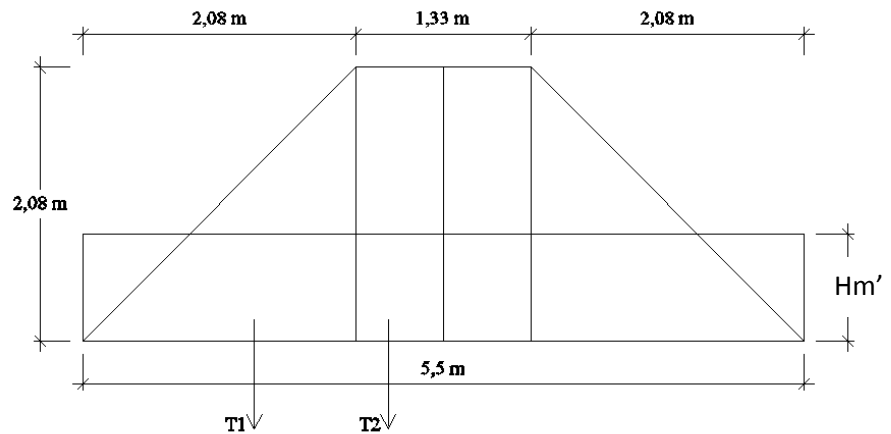
$$M_{\max} = 1/8 \times hq' \times L^2$$

$$3,31 = 1/8 \times hq' \times 5,5^2$$

$$hl' = 0,88 \text{ m}$$



mm) Perataan Beban Tipe M'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((1,33 + 5,5)/2 \times 2,08) \times 0,5 = 3,55 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m}$$

$$T2 = 0,67 \times 2,08 = 1,38 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 2,08 + 0,67) - T2 \times 0,67$$

$$= 3,55 \times 0,5 \times 5,5 - 2,16 \times (1/3 \times 2,08 + 0,67) -$$

$$1,38 \times 0,67$$

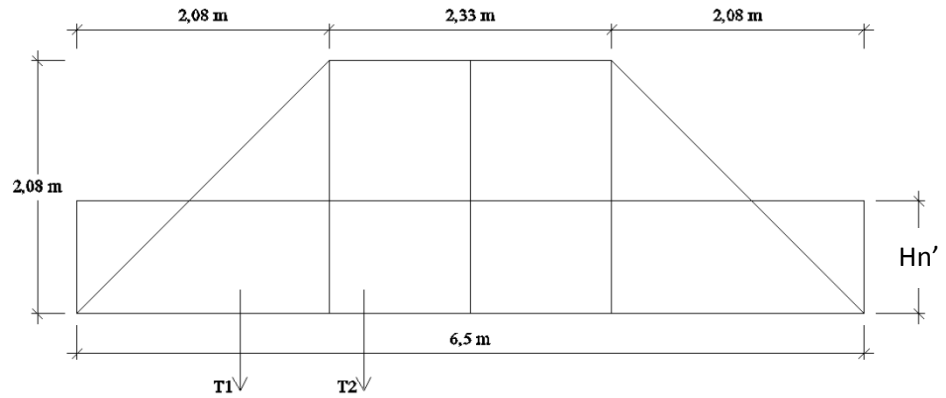
$$= 5,91 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times hq' \times L^2$$

$$5,91 = 1/8 \times hq' \times 5,5^2$$

$$hm' = 1,56 \text{ m}$$

nn) Perataan Beban Tipe N'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,44 + 6,5)/2 \times 2,08) \times 0,5 = 4,65 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m}$$

$$T2 = 1,22 \times 2,08 = 2,54 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 2,08 + 1,22) - T2 \times 1,22$$

$$= 4,65 \times 0,5 \times 6,5 - 2,16 \times (1/3 \times 2,08 + 1,22) -$$

$$2,54 \times 1,22$$

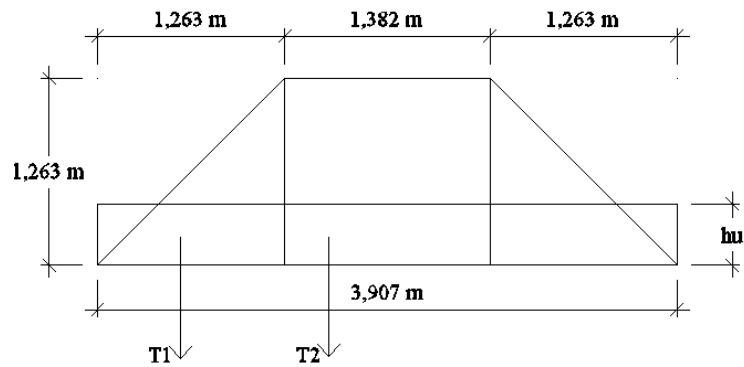
$$= 7,87 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times hq' \times L^2$$

$$7,87 = 1/8 \times hq' \times 6,5^2$$

$$h_n' = 1,48 \text{ m}$$

oo) Perataan Beban Tipe o'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((1,38 + 3,91)/2 \times 1,26) \times 0,5 = 1,67 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,26 \times 1,26 = 0,79 \text{ m}$$

$$T2 = 0,69 \times 1,26 = 0,87 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 1,26 + 0,07) - T2 \times 0,07$$

$$= 1,67 \times 0,5 \times 3,91 - 0,79 \times (1/3 \times 1,26 + 0,69) -$$

$$0,69 \times 0,69$$

$$= 1,77 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h_o' \times L^2$$

$$1,77 = 1/8 \times h_o' \times 3,91^2$$

$$h_o' = 0,93 \text{ m}$$

### 3.2.4. Pembebanan Balok Lantai Memanjang

Beban mati merata (qd)

- Berat sendiri balok =  $b \times (h-h_f) \times B_J$  beton
- Berat dinding = berat dinding x tinggi dinding
- Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

#### ➤ Lantai 2,3,4,5,6

- Portal Memanjang Line A

Untuk  $L = 1,240$  m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 165,06 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1068,06kg/m

Untuk  $L = 2,667$  m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{ Berat plat} & = 0,88 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 345,84 \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1180,24 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe h = 1,29

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat plat} & = 1,29 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 506,97 \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1341,4\text{kg/m}
 \end{array}$$

– Portal Memanjang Line A’

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1’-1

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{ Berat plat} & = (0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 330,12 \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 522,12 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

Perataan tipe f = 0,75

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,88 + 0,75) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 640,59 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 774,99 kg/m

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3, 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe h = 1,29

Perataan tipe j = 0,65

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,29 + 0,65) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 762,42 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 896,82 kg/m

- Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42 + 1,26) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 660,24 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 1575,24 kg/m

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2 I-II

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe f = 0,75

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 182,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,26+0,75) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 789,93 \text{ kg/m} +$   

---

 $\text{qd} = 1647,33 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3 II-III

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe k = 1,29

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,65+1,29) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 762,42 \text{ kg/m} +$   

---

 $\text{qd} = 1596,82 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,65+0,65) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 510,9 \text{ kg/m} +$

---

qd = 1345,3 kg/m

– Portal Memanjang Line C

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe n = 1,39

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,65+1,39) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 801,72 \text{ kg/m} +$

---

qd = 1636,12 kg/m

– Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 3,907 m

Bentang = 1'-2

Perataan tipe u = 1,26

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$



$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= 1,26 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 495,18 \text{ kg/m} &+ \\
 && \hline
 && \text{qd} = 1329,58 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe t = 1,085

Perataan tipe k = 1,29

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (1,085 + 1,29) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 933,37 \text{ kg/m} &+ \\
 && \hline
 && \text{qd} = 1067,77 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

– Portal Memanjang Line D

Untuk L = 1,24 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} &= 675 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 165,06 \text{ kg/m} &+ \\
 && \hline
 && \text{qd} = 1068,06 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk I-II = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe v = 1,575

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,575 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 618,975 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1521,975 \text{ kg/m}$

Untuk II-III = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,089

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,575+1,089) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1046,56\text{kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1949,56 \text{ kg/m}$

Untuk IV-V = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe r = 1,089

Perataan tipe z= 1,65

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,089+1,65) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1076,03 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1979,03 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= (1,39+0,2) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$   $= 624,87 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 759,27 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$

- Berat dinding  $= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m}$   $= 700 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= 0,2 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$   $= 78,6 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 913\text{kg/m}$

- Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 618,12 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe y = 1,41

Perataan tipe d' = 0,86

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (1,41+0,86) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 892,11 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1180,1 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat dinding  $= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1268,12 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,86+0,86) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 675,96 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1613,96 kg/m

- Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 618,12 kg/m

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,86+0,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 526,62 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 814,62 \text{ kg/m}$

– Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 618,12 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 212,22 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 500,22 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 165,06 \text{ kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd} = 1103,06 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = 0,06 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 23,58\text{kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd} = 961,58 \text{ kg/m} \end{array}$$

### 3.2.5. Pembebanan Balok Atap Memanjang

#### A. Beban mati merata (qd)

- Berat sendiri balok =  $b \times (h-h_f) \times \text{BJ beton}$
- Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

- Portal Memanjang Line A

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= 0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 128,52 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 356,52 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 2,667 \text{ m}$

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= 0,88 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 269,28 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 461,28 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n' = 1,39

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$

- Berat plat =  $1,39 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 425,34 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 559,74 \text{ kg/m}$



- Portal Memanjang Line B

Untuk I-II = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= (0,42+1,26) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 514,08 \text{ kg/m}$  +  
qd = 754,08 kg/m

Untuk II-III = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe d = 0,88

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= (1,26+0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 654,84 \text{ kg/m}$  +  
qd = 894,84 kg/m

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe k = 1,29

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = (1,39+1,29) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 & = 820,08 \text{ kg/m} \quad + \\ & & \hline & & \text{qd} = 954,48 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl} - \text{ Berat plat} & = (1,39+1,39) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 & = 850,68 \text{ kg/m} \quad + \\ & & \hline & & \text{qd} = 985,08 \text{ kg/m} \end{array}$$

- Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe o' = 0,93

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl} - \text{ Berat plat} & = (1,26+ 0,93) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 & = 569,16 \text{ kg/m} \quad + \\ & & \hline & & \text{qd} = 761,16 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe k = 1,29

Perataan tipe t = 1,085

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plat} &= (1,29+1,085) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &&= 726,9 \text{ kg/m} &&+ \\ &&&\hline &&&\text{qd} = 861,3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plat} &= (0,42+0,93) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &&= 413,1 \text{ kg/m} + \\ &&&\hline &&&\text{qd} = 641,1 \text{ kg/m} \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} - \text{ Berat plat} &= (0,93+1,575) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &&= 766,53 \text{ kg/m} + \\ &&&\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &&&\text{qd} = 994,53 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perataan tipe r = 1,089

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,575+1,089) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 814,878 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1042,88 \text{ kg/m}$

Untuk IV-V = 1,249 m

Bentang = 2'-3

Perataan tipe r = 1,089

Perataan tipe z = 1,65

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,089+1,65) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 837,828 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1065,83 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,39+0,2) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 486,54 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 620,94 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} \text{– Berat plat} &= 0,2 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 61,2 \text{ kg/m} &+ \\ &&&\hline &&&\text{qd} = 195,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,24 m

Bentang = 1-1'=2'-3

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} \text{– Berat plat} &= (0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 257,04 \text{ kg/m} &+ \\ &&&\hline &&&\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1'-2'

Perataan tipe y = 1,41

Perataan tipe d' = 0,86

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} \text{– Berat plat} &= (1,41+0,86) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 694,62 \text{ kg/m} &+ \\ &&&\hline &&&\text{qd} = 982,62 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= (0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 257,04 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= (0,86+0,86) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 526,32 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 814,32 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

- Berat plat  $= (0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 250,92 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (0,86+0,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $\frac{= 410,04 \text{ kg/m}}{\text{qd} = 698,04 \text{ kg/m}}$  +

- Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $\frac{= 250,92 \text{ kg/m}}{\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}}$  +

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= (0,06+0,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 165,72 \text{ kg/m} &+ \\ & & \hline \text{qd} &= 453,72 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

– Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= 0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 125,46 \text{ kg/m} &+ \\ & & \hline \text{qd} &= 416,52 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

– Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= 0,06 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 18,36 \text{ kg/m} &+ \\ & & \hline \text{qd} &= 306,36 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### 3.2.6. Pembebanan Balok Lantai Melintang

Beban mati merata (qd)

- Berat sendiri balok =  $b \times (h-h_f) \times \text{BJ beton}$
- Berat dinding = berat dinding x tinggi dinding



- Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

➤ **Lantai 2,3,4,5,6**

- Portal Melintang Line 1'

Untuk L = 3,5m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b= 0,34

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,34 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 133,62 \text{ kg/m} +$   


---

 $q_d = 1036,62 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,45 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 176,85 \text{ kg/m} +$   


---

 $q_d = 1079,85 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 226 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,18 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 463,73 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1366,74 kg/m

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E''

Perataan tipe a' = 0,35

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,35 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 137,55 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 971,95 kg/m

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E''-F=F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,4 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 157,2 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 991,6 kg/m

Untuk  $L = 1,85 \text{ m}$

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 180,78 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 1015,18 kg/m

Untuk  $L = 1,24 \text{ m}$

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 165,06 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 999,46 kg/m

- Portal Melintang Line 1

Untuk  $L = 3,5 \text{ m}$

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

Perataan tipe e = 1

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,34+1) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 526,62 \text{ kg/m} + \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & & \text{qd} = 754,62 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

Perataan tipe g = 0,66

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,45+0,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 436,23 \text{ kg/m} + \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & & \text{qd} = 664,23 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 3,350 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ Berat plat} &= (0,35+1,12) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 577,71 \text{ kg/m} + \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & & \text{qd} = 865,71 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

– Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,65 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = (0,4+0,88) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 504,612 \text{ kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd} = 822,612 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

– Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,65 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = (0,46+0,3) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 298,68 \text{ kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd} = 616,68 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

– Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 330,12 \text{ kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd} = 618,12 \text{ kg/m} \end{array}$$

- Portal Melintang Line 2

Untuk  $L = 3,5 \text{ m}$

Bentang = A-A'

Perataan tipe e = 1

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1+1,66) \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1045,38 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}} \text{qd} = 1948,38 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 2 \text{ m}$

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,66+0,66) \times 393 \text{ kg/m}^2 = 518,76 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}} \text{qd} = 1421,76 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 3,475 \text{ m}$

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= (1,18 + 1,18)\text{m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 927,48 \text{ kg/m} &+ \\ & &\hline &\text{qd} = 1155,48 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= 0,84 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 330,12 \text{ kg/m} &+ \\ & &\hline &\text{qd} = 558,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,84

Perataan tipe x = 1

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plat} &= (0,84 + 1) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 724,73 \text{ kg/m} &+ \\ & &\hline &\text{qd} = 1559,13 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,4+0,88) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 5004,61 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1339,01 kg/m

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,46+0,3) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 298,68 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1133,08 kg/m

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1164,52 kg/m



- Portal Melintang Line 3

Untuk L = 3,5 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok =  $0,3 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,66 + 1,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1304,76 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 2207,76 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,66 + 0,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 518,76 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 1421,76 \text{ kg/m}$

Untuk XIII-IX = 2 m

Bentang = B-C

Perataan tipe g = 0,66

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,66+1,18) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 723,12 \text{ kg/m} &+ \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1626,12 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk IX-X = 1,475 m

Bentang = C-C'

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe m = 1,48

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} &= 675 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (1,18+1,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 1045,38 \text{ kg/m} &+ \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1948,38 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk X-VII = 3 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe m = 1,48

Perataan tipe o = 1

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} &= 675 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (1,48+1) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 974,64 \text{ kg/m} &+ \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1877,64 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,434 + 0,33) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 689,322 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 1627,32 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E' - F = F - F'

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,4 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 157,2 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 1060,2 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F' - G

Perataan tipe c' = 0,45

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 637,5 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,45 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 180,78 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 1136,28 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 637,5 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 165,06 \text{ kg/m}$
- + qd = 1120,5 kg/m

- Portal Melintang Line 4,5, & 6

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,66 + 1,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1304,76 \text{ kg/m} +$
- qd = 2207,76 kg/m

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,67

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
- \text{ Berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} &= 675 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat plat} &= (0,67+0,67) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 526,62 \text{ kg/m} + \\
&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
&& \text{qd} = 1429,62 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

$$\begin{aligned}
- \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} &= 675 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat plat} &= (1,48+1,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 1163,28 \text{ kg/m} + \\
&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
&& \text{qd} = 2066,28 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,33

$$\begin{aligned}
- \text{ Berat sendiri balok} &= 0,20 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} &= 700 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat plat} &= (0,33+0,33) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 259,38 \text{ kg/m} + \\
&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
&& \text{qd} = 1093,78 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

– Portal Melintang Line 7

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,66 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 652,38 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1555,38 kg/m

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,66 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 259,38 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1162,38 kg/m

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 168 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,48 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 581,641 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1449,64 kg/m

Untuk  $L = 1 \text{ m}$

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,32 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 125,76 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 960,16 \text{ kg/m}$

### 3.2.7. Pembebanan Balok Atap Melintang

B. Beban mati merata ( $q_d$ )

- Berat sendiri balok =  $b \times (h - h_f) \times B_J \text{ beton}$
- Berat plat = perataan beban  $\times$  berat sendiri plat

– Portal Melintang Line 1'

Untuk  $L = 5,5 \text{ m}$

Bentang = A-B

Perataan tipe  $k' = 0,24$

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,24 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 73,44 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 373,44 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 3,475 \text{ m}$

Bentang = B-C

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,18 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 463,74 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 1366,74 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,575 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,84 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 257,346 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 485,346 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= 0,35 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 107,1 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 395,1 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F-F'



Perataan tipe b' = 0,4

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,4 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 122,4 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 410,4 kg/m

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,46 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 140,76 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 275,16 kg/m

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 128,52 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 320,52 kg/m

- Portal Melintang Line 1

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe k' = 0,24

Perataan tipe l' = 0,88

$$\begin{aligned}
- \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat plat} &= (0,24 + 0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 342,72 \text{ kg/m} + \\
&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
&& qd = 570,72 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

$$\begin{aligned}
- \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat plat} &= (0,35 + 1,12) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 449,82 \text{ kg/m} + \\
&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
&& qd = 677,82 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F=F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

$$\begin{aligned}
- \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
- \text{ Berat plat} &= (0,4 + 0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 392,90 \text{ kg/m} + \\
&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
&& qd = 620,90 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,46 + 0,3) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 323,56 \text{ kg/m} +$   

---

 $\text{qd} = 520,56 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42 + 0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 257,04 \text{ kg/m} +$   

---

 $\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 2

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe l' = 0,88

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,88 + 1,56) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 746,64 \text{ kg/m} +$   

---

 $\text{qd} = 974,64 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l= 1,18

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= 1,18 + 1,18 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 722,16 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 950,16 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s= 0,841

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (0,841 + 0,841) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 514,692 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 742,692 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 1,66

Perataan tipe x = 1

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (1,66 + 1) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 683,91 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 818,31 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 2,650 \text{ m}$

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe e' = 0,884

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (0,884+0,4) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 327,42 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 461,82 kg/m

Untuk  $L = 1,850 \text{ m}$

Bentang = F'-G

Perataan tipe g' = 0,3

Perataan tipe c' = 0,46

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (0,3+0,46) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 232,56 \text{ kg/m}$  +  

---

qd = 366,96 kg/m

Untuk  $L = 2,999 \text{ m}$

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 257,04 \text{ kg/m} &+ \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 385,32 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

– Portal Melintang Line 3

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,56+1,56) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 954,72 \text{ kg/m} &+ \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1182,72 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E IX-X

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe n' = 1,48

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,18+1,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 813,96 \text{ kg/m} &+ \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1041,96 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E X-VIII

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe o = 1

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,48+1) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 758,88 \text{ kg/m} +$   

---

qd =  $986,88 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,85 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,434+0,32) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 536,724 \text{ kg/m} +$   

---

qd =  $764,724 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,18

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,8 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 314,4 \text{ kg/m} +$   

---

qd =  $542,4 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,38

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= 0,46 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 128,52 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 446,5 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= 0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 128,52 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 446,52 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 4,5,6

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= (1,56 + 1,56) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 954,72 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 1182,72 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E



Perataan tipe n' = 1,48

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,48 + 1,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 905,76 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 1133,76 kg/m

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 1

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1 + 1) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 612 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 840 kg/m

- Portal Melintang Line 7

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,56 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 477,36 \text{ kg/m} +$   

---

qd = 705,36 kg/m

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,48

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= 1,48 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 452,88 \text{ kg/m} +$   

$q_d = 680,88 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat  $= 0,32 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$   $= 97,92 \text{ kg/m} +$   

$q_d = 232,32 \text{ kg/m}$

### 3.2.8. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Memanjang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- 100 kg/m<sup>2</sup> (untuk atap apartment)
- 250 kg/m<sup>2</sup> (untuk lantai appartement)

#### ➤ Lantai 2,3,4,5,6

##### ➤ Portal Memanjang Line A

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,88 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 220 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe h = 1,29

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 1,29 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 322,5 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line A'

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,41

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,667 \text{ m}$

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

Perataan tipe f = 0,75

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,88+0,75) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 407,5 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

Bentang = 2-3

Perataan tipe h = 1,29

Perataan tipe j = 0,65

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,29+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 457,5 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line B

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang =

Perataan tipe a = 0,41

Perataan tipe u = 1,26

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42 + 1,26) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,667 m

Bentang =

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe f = 0,75

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,26+0,75) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe k = 1,29

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,29+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 485 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,65+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 325 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line C

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe n = 1,39

– Berat hidup (ql) =  $(1,39+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 510 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 3,907 m

Bentang = 1'-2

Perataan tipe u = 1,26

– Berat hidup (ql) =  $1,26 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 315 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe t = 1,085

Perataan tipe k = 1,29

– Berat hidup (ql) =  $(1,085+1,29) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 572,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line D

Untuk L = 6,864 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe a = 0,41

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe v = 1,575

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,575) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 393,75 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,085

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,575+1,085) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{ kg/m}$$

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe r = 1,085

Perataan tipe z = 1,65

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,085+1,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

– Berat hidup (ql) =  $(1,39+0,2) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 397,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe p = 0,2

– Berat hidup (ql) =  $0,2 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 50 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe y = 1,410

Perataan tipe d' = 0,86

– Berat hidup (ql) =  $(1,41+0,86) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 567,5 \text{ kg/m}$



➤ Portal Memanjang Line F

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 1,72

– Berat hidup (ql) =  $(1,72+1,72) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 430 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line F'

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,86+0,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 335 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line G

$$\text{Untuk } L = 1,240 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = 1'-1 = 2'-3$$

$$\text{Perataan tipe } a = 0,42$$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$$

$$\text{Untuk } L = 5,594 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = 1-2'$$

$$\text{Perataan tipe } h' = 0,06$$

$$\text{Perataan tipe } f' = 0,48$$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,06+0,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 135 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line G'

$$\text{Untuk } L = 1,240 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = 1'-1 = 2'-3$$

$$\text{Perataan tipe } a = 0,42$$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$$

$$\text{Untuk } L = 5,594 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = 1-2'$$

Perataan tipe  $h' = 0,06$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,06 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 15 \text{ kg/m}$$

### 3.2.9. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Memanjang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- $100 \text{ kg/m}^2$  (untuk atap apartment)
- $250 \text{ kg/m}^2$  (untuk lantai appartement)

#### ➤ Portal Memanjang Line A

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1

Perataan tipe  $a = 0,42$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,41 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,667 \text{ m}$

Bentang = 1-2

Perataan tipe  $d = 0,88$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,88 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 88 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n' = 1,39

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 1,39 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 139 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang = I-II

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+1,26) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 168 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = II-III

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe d = 0,88

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,26+0,88) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 215 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe k = 1,29

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,39+1,29) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 268 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,39+1,39) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 278 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe o = 0,93

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,26+0,93) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 219 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe k = 1,29

Perataan tipe t = 1,085

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,29+1,085) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 237,5 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line D

Untuk L = 6,864 m

Bentang = IV-V

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe o = 0,93

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,93) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 135 \text{ kg/m}$$

Bentang = V-VI

Perataan tipe o = 0,93

Perataan tipe v = 1,575

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,93+1,575) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 250,5 \text{ kg/m}$$

Bentang = VI-VII

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,085

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,575+1,085) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 266 \text{ kg/m}$$

Bentang = VI-VII

Perataan tipe r = 1,085

Perataan tipe z = 1,65

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,575+1,65) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 322,5 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe  $p = 0,2$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,39+0,2) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 159 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line E'

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe  $p = 0,2$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,2 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 20 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line E''

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe  $a = 0,42$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,41) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1-2'

Perataan tipe  $y = 1,410$

Perataan tipe  $d' = 0,86$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,410+0,86) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 227 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line F

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,41+0,41) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 82 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,86+0,86) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 172 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line F'

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,86+0,48) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 134 \text{ kg/m}$$



➤ Portal Memanjang Line G

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

– Berat hidup (ql) =  $(0,06+0,48) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 54 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line G'

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) =  $0,42 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,54

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,06 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 6 \text{ kg/m}$$

### 3.2.10. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Melintang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- 100 kg/m<sup>2</sup> (untuk atap apartment)
- 250 kg/m<sup>2</sup> (untuk lantai appartement)

#### ➤ Lantai 2,3,4,5,6

##### ➤ Portal melintang Line 1'

Untuk L = 3,45m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b= 0,34

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,34 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 85 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,45 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 112,5 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,84 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 1,18 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 463,74 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E''

Perataan tipe a' = 0,35

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,35 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 87,5 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E''-F=F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,4 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 100 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,46 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 115 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 1,24 \text{ m}$

Bentang = G-G'

Perataan tipe a' = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 1

Untuk  $L = 3,5 \text{ m}$

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

Perataan tipe e = 1

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,34+1) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 335 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2 \text{ m}$

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

Perataan tipe g = 0,66

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,45+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 277,5 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 3,350 \text{ m}$

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

$$- \text{Berat hidup (ql)} = (0,35+1,12) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 367,5 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

$$- \text{Berat hidup (ql)} = (0,4+0,884) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 321 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

$$- \text{Berat hidup (ql)} = (0,46+0,3) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 190 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{Berat hidup (ql)} = (0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 2

Untuk  $L = 3,5 \text{ m}$

Bentang = A-A'

Perataan tipe e = 1

Perataan tipe i = 1,6

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1+1,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 665 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2 \text{ m}$

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,66+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 330 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 3,475 \text{ m}$

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,18+1,18) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 590 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

Bentang = 3-4

Perataan tipe s = 0,841

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,841 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210,5 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 2'

Untuk  $L = 2,999 \text{ m}$

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,8441

Perataan tipe x = 1

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,8441+1) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 461,025 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,650 \text{ m}$

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,4+0,884) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 321 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 1,850 \text{ m}$

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,46+0,3) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 190 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,999 \text{ m}$

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 3

Untuk  $L = 3,5 \text{ m}$

Bentang = 1'-1

Perataan tipe i = 0,844

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,844+0,844) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 830 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2 \text{ m}$

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,66+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 330 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2 \text{ m}$

Bentang = B-E VIII-IX

Perataan tipe g = 0,67

Perataan tipe l = 1,18

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,67+1,18) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 462,5 \text{ kg/m}$$

Bentang = IX-X

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe m = 1,48

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,18+1,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 665 \text{ kg/m}$$



Bentang = X-VII

Perataan tipe m = 1,48

Perataan tipe o = 1

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,48+1) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 620 \text{ kg/m}$$

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,434+0,32) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 438,5 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,4) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 100 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,46 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 115 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 4,5, & 6

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,66+1,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 830 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,66+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 330 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,48+1,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 740 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,32+0,32) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 160 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 7

$$\text{Untuk } L = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = A-A'$$

$$\text{Perataan tipe i} = 1,66$$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 1,66 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 415 \text{ kg/m}$$

$$\text{Untuk } L = 2 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = A'-B = B-C$$

$$\text{Perataan tipe g} = 0,66$$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,66 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 165 \text{ kg/m}$$

$$\text{Untuk } L = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = C-E$$

$$\text{Perataan tipe m} = 1,48$$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 1,48 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 370 \text{ kg/m}$$

$$\text{Untuk } L = 1 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = E-E'$$

$$\text{Perataan tipe q} = 0,32$$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,32 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 80 \text{ kg/m}$$

### 3.2.11. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Melintang

Beban hidup ( $q_l$ ) diambil dari PPIUG 1983

- $100 \text{ kg/m}^2$  (untuk atap apartment)
- $250 \text{ kg/m}^2$  (untuk lantai appartement)

#### ➤ Portal Melintang Line 1'

Untuk  $L = 5,5 \text{ m}$

Bentang = A-B

Perataan tipe  $k' = 0,24$

$$- \text{ Berat hidup } (q_l) = 0,24 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,575 \text{ m}$

Bentang = C'-D

Perataan tipe  $l = 1,18$

$$- \text{ Berat hidup } (q_l) = 1,18 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 118 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,575 \text{ m}$

Bentang = C'-D

Perataan tipe  $s = 0,84$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,84 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,35 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 35 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F=F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,36 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,46 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 46 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,42 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 1

Untuk  $L = 5,5 \text{ m}$

Bentang = A-B

Perataan tipe  $k' = 0,24$

Perataan tipe  $l' = 0,88$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,24+0,88) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 112 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 3,35 \text{ m}$

Bentang = D-E'

Perataan tipe  $a' = 0,35$

Perataan tipe  $w = 1,12$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,35+1,12) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 147 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,65 \text{ m}$

Bentang = E'-F=F-F'

Perataan tipe  $b' = 0,4$

Perataan tipe  $e' = 0,88$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,4+0,88) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 128 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 1,85 \text{ m}$

Bentang = F'-G

Perataan tipe  $c' = 0,46$

Perataan tipe  $g' = 0,3$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,46+0,3) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 76 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 1,24 \text{ m}$

Bentang = G-G'

Perataan tipe  $a = 0,42$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 2

Untuk  $L = 5,5 \text{ m}$

Bentang = A-B

Perataan tipe  $l' = 0,88$

Perataan tipe  $m' = 1,56$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,88+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 244 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 3,475 \text{ m}$

Bentang = B-C'

Perataan tipe  $l = 1,18$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,18+1,18) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 236 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,525 \text{ m}$

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,841

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,841+0,841) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 168,2 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,884

Perataan tipe x = 1

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,884+1) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 188,4 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,4+0,884) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 128,4 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,46+0,3) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 76 \text{ kg/m}$$



Untuk  $L = 2,999 \text{ m}$

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 3

Untuk  $L = 5,5 \text{ m}$

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,56+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 312 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 6,5 \text{ m}$

Bentang = IX-X

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe l = 1,18

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,48+1,18) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 266 \text{ kg/m}$$

Bentang = X-VIII

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe o = 1

$$\text{ Berat hidup (ql)} = (1,48+1) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 248 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,85 \text{ m}$

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,434 + 0,32) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 175,4 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 2,65 \text{ m}$

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,4 + 0,4) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 80 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 1,850 \text{ m}$

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,46 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 46 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,42 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 4,5,6

Untuk  $L = 5,5 \text{ m}$

Bentang = A-B

Perataan tipe  $m' = 1,56$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,56 + 1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 312 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 6,5 \text{ m}$

Bentang = B-E

Perataan tipe  $n' = 1,39$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,39 + 1,39) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 296 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 1 \text{ m}$

Bentang = E-E'

Perataan tipe  $q = 0,32$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,32 + 0,32) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 64 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 7

Untuk  $L = 5,5 \text{ m}$

Bentang = A-B

Perataan tipe  $m' = 1,56$

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 1,56 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 156 \text{ kg/m}$$

Untuk  $L = 6,5 \text{ m}$

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,39

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 1,39 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 139 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,33 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 32 \text{ kg/m}$$

### 3.2.12. Beban mati terpusat (Pd)

➤ Akibat beban kolom

~ Pd<sub>1</sub> = berat kolom lantai 1 - 4

$$= 0,3\text{m} \times 0,6\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1382,4 \text{ kg}$$

~ Pd<sub>2</sub> = berat kolom lantai 1 - 4

$$= 0,4\text{m} \times 0,5\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1536 \text{ kg}$$

~ Pd<sub>3</sub> = berat kolom lantai 5 - 6

$$= 0,3\text{m} \times 0,5\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1152 \text{ kg}$$

~ Pd<sub>4</sub> = berat kolom lantai 5 - 6

$$= 0,4\text{m} \times 0,4\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1228,8 \text{ kg}$$

### 3.3. Perhitungan Pembebanan Gempa

#### Perhitungan berat perlantai bangunan

##### Lantai 2,3,4,5 dan 6

$$\text{Luas} = 12 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$$

$$= 8,3 \text{ m} \times 11 \text{ m} = 91,3 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas total perlantai} = 300 + 91,3 = 391,3 \text{ m}^2$$

#### Berat lantai 1

##### a). Beban mati (qd)

➤ Beban Plat Lantai

$$= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = 153.780,9 \text{ kg}$$

➤ Kolom

$$\{\text{Dimensi kolom} \times (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom atas})\} \times \text{berat jenis beton} \times \text{jumlah kolom}$$

$$\{0,3 \times 0,6 \times (\frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 17 = 11.750,4 \text{ kg}$$

$$\{0,4 \times 0,5 \times (\frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 8 = 6.144 \text{ kg}$$

$$= 17.894,4 \text{ kg}$$

➤ Dinding

$$\{\text{Panjang dinding} - (\frac{1}{2} \times \text{dimensi kolom}_{\text{kiri}} + \frac{1}{2} \times \text{dimensi kolom}_{\text{kanan}})\} \times (\frac{1}{2} \text{ tinggi dinding atas}) \times \text{tebal dinding} \times \text{berat jenis dinding} \times \text{jumlah dinding}$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0,15 \times 1.700 \times 10 = 7.276,68 \text{ kg}$$

$$\{2,667 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 2 = 843,336 \text{ kg}$$

$$\{2,5 - (\frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 = 1.550,4 \text{ kg}$$

$$\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0,15 \times 1.700 \times 3 = 2.998,8 \text{ kg}$$

$$\{6 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 6.609,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
& \{6,433 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 & = 1.189,932 \text{ kg} \\
& \{2 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 3 & = \underline{856,8 \text{ kg}} + \\
& & = \mathbf{21.325,548 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

Beban mati lantai 1 = **153.780,9 kg + 17.894,4 kg + 21.325,548 kg = 193.000,848 kg**

#### **b). Beban Hidup (ql)**

Beban guna (ql) = 250 kg/m<sup>2</sup>

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0.5

= Luas x beban guna x koef. Reduksi

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,5 = \mathbf{48.912,5 \text{ Kg}}$$

**Beban total w<sub>1</sub> = 193.000,848 kg + 48.912,5 kg = 241.913,348 kg**

### **Berat lantai 2=3=4**

#### **a). Beban mati (qd)**

##### ➤ Beban Plat Lantai

= Luas x beban sendiri plat (Qd)

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{153.780,9 \text{ kg}}$$

##### ➤ Balok

Dimensi balok x {panjang balok – (1/2 x dimensi kolom<sub>kiri</sub> + 1/2 x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x berat jenis beton x jumlah balok

1). Balok memanjang

$$0,2 \times 0,4 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 29 = 23.201,86 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{2,667 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 2 = 1.022,976 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 2 = 2.500,2 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{1,5 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 3 = 1.350 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{8,433 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times 2.400 \times 5 = 15.179,4 \text{ kg} +$$

$$= \mathbf{43.254,432 \text{ kg}}$$

2). Balok melintang

$$0,2 \times 0,4 \times \{0,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6)\} \times 2.400 \times 4 = 153,6 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 4 = 4.224 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,45 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 1 = 1.155,6 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 7 = 23.310 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 2 = 7.260 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 5 = 19.800 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6 + \frac{1}{2} \cdot 0,6)\} \times 2.400 \times 4 = 7.920 \text{ kg} +$$

$$= \mathbf{63.823,2 \text{ kg}}$$

#### ➤ Kolom

{(Dimensi kolom x (½ tinggi kolom atas + ½ tinggi kolom bawah) -} x berat jenis beton x jumlah kolom

$$\{0,3 \times 0,6 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 17 = 23.500,8 \text{ kg}$$

$$\{0,4 \times 0,5 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 8 = 12.288 \text{ kg}$$

$$= \mathbf{35.788,8 \text{ kg}}$$

#### ➤ Dinding

{Panjang dinding - (½ x dimensi kolom<sub>kiri</sub> + ½ x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x (½ x tinggi dinding bawah + ½ tinggi dinding atas) x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 15.281,03 \text{ kg}$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 16.137,83 \text{ kg}$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 = 13.601,09 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 11.044,15 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 21.068,1 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.786,75 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 5 &= 16.868,25 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.580,2 \text{ kg} \\
\{6 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 7 &= 26.025,3 \text{ kg} \\
\{2 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 1.213,8 \text{ kg} \\
\{6,933 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= \underline{5.657,328 \text{ kg}} \\
&= \mathbf{134.263,8 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Beban mati lantai 2=3=4} &= \mathbf{153.780,9 \text{ kg} + 43.254,432 \text{ kg} + 63.823,2 \text{ kg} + 35.788,8 \text{ kg}} \\
&+ \mathbf{134.263,8 \text{ kg} = 430.911,132 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

#### **b). Beban Hidup (ql)**

$$\text{Beban guna (ql)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0.5$$

$$= \text{Luas} \times \text{beban guna} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 = \mathbf{48.912,5 \text{ Kg}}$$

$$\text{Beban total } w_2 = w_3 = w_4 = \mathbf{430.911,132 + 48.912,5 \text{ Kg} = 479.823,632 \text{ kg}}$$

#### **Berat lantai 5 = 6**

##### **a). Beban mati (qd)**

➤ Beban Plat Lantai

$$= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{153.780,9 \text{ kg}}$$



➤ Balok

Dimensi balok x {panjang balok – (1/2 x dimensi kolom<sub>kiri</sub> + 1/2 x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x berat jenis beton x jumlah balok

1). Balok memanjang

$$\begin{aligned}
 0,2 \times 0,4 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 29 &= 20.417,856 \text{ kg} \\
 0,2 \times 0,4 \times \{2,667 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 2 &= 832,128 \text{ kg} \\
 0,25 \times 0,5 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 2 &= 2.200,2 \text{ kg} \\
 0,25 \times 0,5 \times \{1,5 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 3 &= 900 \text{ kg} \\
 0,25 \times 0,6 \times \{8,433 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times 2.400 \times 5 &= \underline{14.639,4 \text{ kg} +} \\
 &= \mathbf{38.989,58 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

2). Balok melintang

$$\begin{aligned}
 0,2 \times 0,4 \times \{0,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6 + \frac{1}{2} \cdot 0)\} \times 2.400 \times 4 &= 192 \text{ kg} \\
 0,2 \times 0,4 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 4 &= 4.224 \text{ kg} \\
 0,2 \times 0,45 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 1 &= 1.155,6 \text{ kg} \\
 0,25 \times 0,5 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 7 &= 10.815 \text{ kg} \\
 0,25 \times 0,5 \times \{6 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 2 &= 3.390 \text{ kg} \\
 0,25 \times 0,5 \times \{6,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 5 &= 9.075 \text{ kg} \\
 0,25 \times 0,6 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 4 &= \underline{7.200 \text{ kg} +} \\
 &= \mathbf{36.051,6 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

➤ Kolom

{(Dimensi kolom x (1/2 tinggi kolom atas + 1/2 tinggi kolom bawah) -} x berat jenis beton x jumlah kolom

$$\begin{aligned}
 \{0,3 \times 0,5 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 17 &= 19.584 \text{ kg} \\
 \{0,4 \times 0,4 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 8 &= \underline{12.288 \text{ kg}} \\
 &= \mathbf{31.872 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

➤ Dinding

{Panjang dinding - ( $\frac{1}{2}$  x dimensi kolom<sub>kiri</sub> +  $\frac{1}{2}$  x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x ( $\frac{1}{2}$  x tinggi dinding bawah +  $\frac{1}{2}$  tinggi dinding atas) x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\begin{aligned}
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 15.709,43 \text{ kg} \\
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 16.137,83 \text{ kg} \\
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 13.601,09 \text{ kg} \\
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 11.044,15 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 21.274,65 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.786,75 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 5 &= 17.212,5 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.580,2 \text{ kg} \\
 \{6 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 7 &= 26.507,25 \text{ kg} \\
 \{2 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 1.213,8 \text{ kg} \\
 \{6,933 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= \underline{5.657,328 \text{ kg}} \\
 &= \mathbf{135.725 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat mati lantai (5=6)} &= \mathbf{153.780,9 \text{ kg} + 38.989,58 \text{ kg} + 36.051,6 \text{ kg} + 31.872 \text{ kg}} \\
 &+ \mathbf{135.725 \text{ kg} = 396.419,08 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

**b). Beban Hidup (ql)**

$$\text{Beban guna (ql)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0.5$$

$$= \text{Luas} \times \text{beban guna} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 = \mathbf{48.912,5 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{\text{Beban total (w}_5=\text{w}_6) = 396.419,08 \text{ kg} + 48.912,5 \text{ Kg} = 445.331,58 \text{ kg}}$$

### **Berat lantai Atap (Dak Beton)**

#### **a). Beban mati (qd)**

➤ **Beban Plat Lantai**

$$= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 306 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{119.737,8 \text{ kg}}$$

➤ **Balok**

Dimensi balok x panjang balok x berat jenis beton x jumlah balok

1). Balok memanjang

$$0,25 \times 0,5 \times 5,5 \times 2.400 \times 10 = 16.500 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 6 \times 2.400 \times 2 = 3.600 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 4,5 \times 2.400 \times 1 = 1.350 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times 6 \times 2.400 \times 2 = 2.304 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times 11,5 \times 2.400 \times 1 = 2.208 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 1,5 \times 2.400 \times 4 = 1.152 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 4,5 \times 2.400 \times 1 = 1.620 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 1,5 \times 2.400 \times 2 = 1.080 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 6,5 \times 2.400 \times 5 = \underline{11.700 \text{ kg} +}$$

$$= \mathbf{41.514 \text{ kg}}$$

2). Balok melintang

$$0,2 \times 0,4 \times 4,167 \times 2.400 \times 17 = 13.601,09 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times 2,667 \times 2.400 \times 1 = 512,06 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 4,167 \times 2.400 \times 1 = 1.250,10 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 1,5 \times 2.400 \times 1 = 450,00 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 4,196 \times 2.400 \times 1 = 1.258,80 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 1,5 \times 2.400 \times 5 = 2.700,00 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
0,25 \times 0,6 \times 6,834 \times 2.400 \times 5 &= 12.301,20 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,5 \times 6,834 \times 2.400 \times 1 &= \underline{1.000,08 \text{ kg}} + \\
&= \mathbf{63.823,2 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

$$\text{Berat mati atap} = \mathbf{119.737,8 \text{ kg} + 41.514 \text{ kg} + 63.823,2 \text{ kg} = 225.075 \text{ kg}}$$

#### **b). Beban Hidup (ql)**

$$\text{Beban guna (ql)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0.5$$

$$= \text{Luas} \times \text{beban guna} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 100 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 = \mathbf{19.565 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{\text{Beban total } w_{\text{atap}} = 225.075 + 19.565 \text{ Kg} = 244.640 \text{ kg}}$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{\text{Beban total gedung (} W_{\text{total}} \text{)} } &= \mathbf{W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + \text{beban atap}} \\
&= \mathbf{241.913,348 \text{ kg} + 479.823,632 \text{ kg} + 479.823,632 \text{ kg}} \\
&\mathbf{+ 479.823,632 \text{ kg} + 445.331,58 \text{ kg} + 445.331,58 \text{ kg}} \\
&\mathbf{+ 244.640 \text{ kg}} \\
&= \mathbf{2.816.687,404 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

#### **3.4. Perhitungan Waktu Getar Bangunan ( T )**

$$H = 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m}$$

$$= 19,2 \text{ m}$$

$$T = 0,063 \times H^{3/4}$$

$$= 0,063 \times 19,2^{3/4}$$

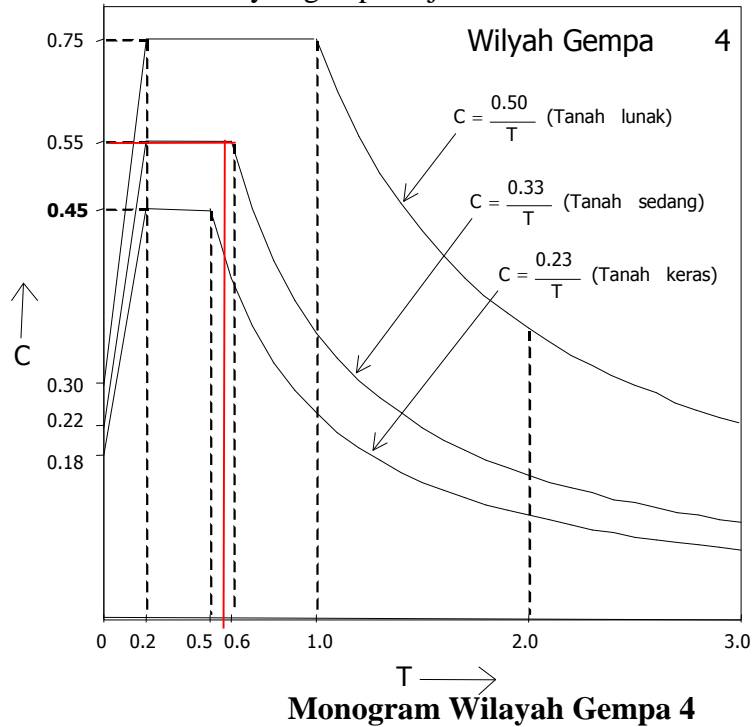
$$= 0,58$$

### 3.4.1. Perhitungan Gaya Geser Horizontal

V dihitung dengan rumus SNI 03- 1726-2002

$R = 8.5$  ( tabel 3 SNI 1726 )

Berdasarkan wilayah gempa 4 jenis tanah keras dan nilai  $T = 0.58$



Kontrol Pembatasan waktu getar alami fundamental, T sesuai Pasal 5.6

Syarat  $T_1 < \zeta \cdot n$

Dimana koefisien ditetapkan menurut tabel 8.

Koefisien yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung:

Wilayah Gempa	$\zeta$
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Dari tabel diatas Malang termasuk wilayah Gempa 4 maka:

$\zeta = 0,17$  (BUKU STANDAR PERENCANAAN KETAHAN GEMPA UNTUK STRUKTUR

BANGUNAN GEDUNG)

$n = 6$  (Tingkat)

$T = \zeta \times n$

$= 0,17 \times 6$

$= 1,02 \text{ dtk} < T \text{ empiris} = 0,58 \text{ detik} \longrightarrow \text{maka di pakai } T=0,58$

**Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 4 untuk tanah keras**

Dari gambar di dapat nilai  $C = 0,55$  (SNI Pasal 4.7.6)

**1. Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan serta Faktor reduksi Gempa R di dapat :**

$I = 1,0$

$R = 8,5$

**2. Gaya geser horizontal total akibat Gempa**

$$V = \frac{CxI}{R} \times W_t$$

$$V = \frac{0,55 \times 1,0}{8,5} \times 2.816.687,404$$

$$= 182.256,244 \text{ Kg/m}$$

**3. Distribusi Gaya geser horizontal total akibat gempa sepanjang tinggi gedung**

$$F_i = \frac{W_i \times Z_i}{\sum W_i \times Z_i} \times V$$

**Dimana :**

$F_1$  = gaya geser horizontal

$W_i \times y$  = gaya geser horizontal untuk arah y dan arah x

$Z_i$  = tinggi lantai ke I terhadap lantai Atap

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i}{\sum W_i \cdot Z_i} \cdot V \quad (\text{SNI pasal 6.1.3})$$

**Tabel 3.1 Perhitungan Gaya Geser Horizontal (Fi) untuk Tiap Lantai**

lantai	Zi(m)	Wi(kg)	Zi*Wi	V	Fi
atap	19,2	244.640,000	4.697.088,00	182.256,244	32.020,407
6	16	445.331,580	7.125.305,28	182.256,244	48.573,749
5	12,8	445.331,580	5.700.244,22	182.256,244	38.858,999
4	9,6	479.823,632	4.606.306,87	182.256,244	31.401,545
3	6,4	479.823,632	3.070.871,24	182.256,244	20.934,363
2	3,2	479.823,632	1.535.435,62	182.256,244	10.467,182
1	0	244.640,000	0	182.256,244	0
			$\Sigma =$ 26.735.251,24		

Jumlah Portal Arah X = 8, maka :

$$F_{\text{atap}} = 1/8 F_{iX} = 32.020,407/8 = 4.002,551 \text{ Kg}$$

Jumlah Portal Arah Y = 5, maka :

$$F_{\text{atap}} = 1/5 F_{iY} = 32.020,407/5 = 6.404,081 \text{ Kg}$$

Perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut:

Lantai	Zi(m)	Wi(kg)	Zi*Wi	Fi	untuk tiap portal	
					1/8 Fx (kgm)	1/5 Fy(kgm)
atap	19,2	244.640,000	4.697.088,00	32.020,407	4.002,551	6.404,081
6	16	445.331,580	7.125.305,28	48.573,749	6.071,719	9.714,750
5	12,8	445.331,580	5.700.244,22	38.858,999	4.857,375	7.771,800
4	9,6	479.823,632	4.606.306,87	31.401,545	3.925,193	6.280,309
3	6,4	479.823,632	3.070.871,24	20.934,363	2.616,795	4.186,873
2	3,2	479.823,632	1.535.435,62	10.467,182	1.308,398	2.093,436
1	0	244.640,000	0	0	0	0
	V=	179.829,75	$\Sigma Z_i \cdot W_i =$ 26.735.251,24		$\Sigma A =$ 22.782,031	$\Sigma B =$ 36.451,249

Sehingga di dapat Gaya Gempa untuk arah X adalah:

$$E = 1/8 F_i x$$

$$E_{Atap} = 4.002,551 \text{ Kg}$$

$$E_6 = 6.071,719 \text{ Kg}$$

$$E_5 = 4.857,375 \text{ Kg}$$

$$E_4 = 3.925,193 \text{ Kg}$$

$$E_3 = 2.616,795 \text{ Kg}$$

$$E_2 = 1.308,398 \text{ Kg}$$

$$E_1 = 0 \text{ Kg}$$

Pembebanan dengan arah tegak lurus pembebanan utama memiliki efektifitas 30 %, sehingga Gaya Gempa untuk arah Y adalah:

$$E = 1/5 F_i y$$

$$E_{Atap} = 7.367,259 \text{ Kg} \times 30\% = 1.921,224 \text{ kg}$$

$$E_6 = 9.223,741 \text{ Kg} \times 30\% = 2.914,425 \text{ kg}$$

$$E_5 = 7.378,993 \text{ Kg} \times 30\% = 2.331,540 \text{ kg}$$

$$E_4 = 5.997,977 \text{ Kg} \times 30\% = 1.884,093 \text{ kg}$$

$$E_3 = 3.998,651 \text{ Kg} \times 30\% = 1.256,062 \text{ kg}$$

$$E_2 = 1.249,578 \text{ Kg} \times 30\% = 628,031 \text{ kg}$$

$$E_1 = 0 \text{ Kg} \times 30\% = 0$$

Untuk perhitungan struktur menggunakan bantuan dari program bantu Staad Pro 2004.



## BAB IV PERENCANAAN PONDASI

### 4.1. Data Perencanaan

- Spesifikasi Umum

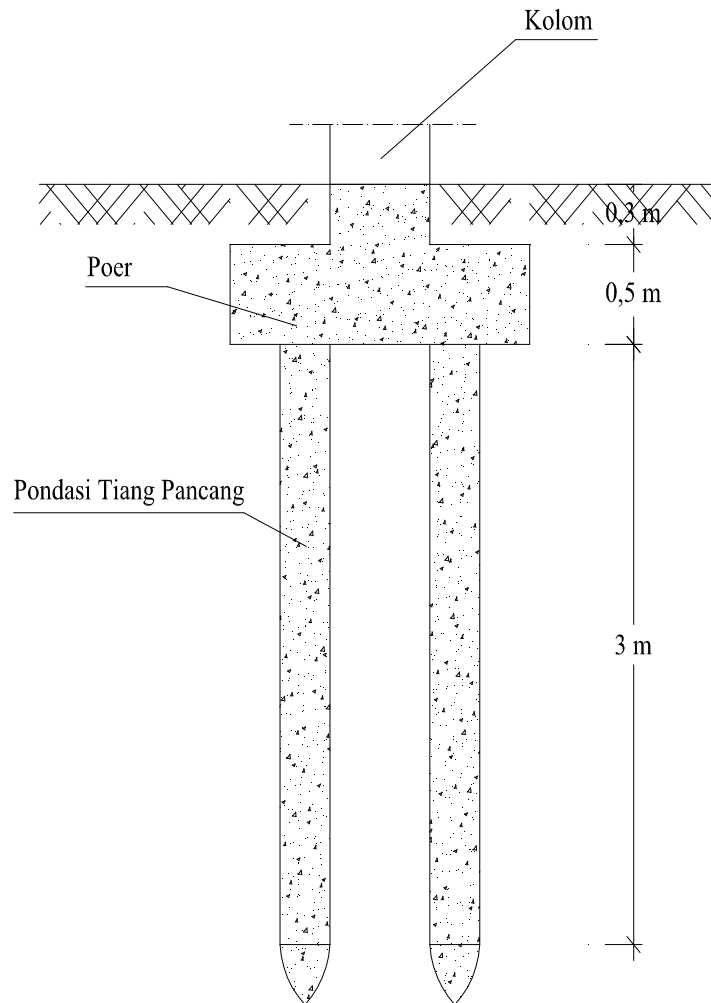
Tinggi bangunan	= 19,2 m
Fungsi Bangunan	= Apartment
Jenis konstruksi	= Beton bertulang
Konstruksi atap	= Dak beton
Struktur bawah	= Pondasi tiang pancang beton
Diameter Tiang Pancang	= 30 cm = 0,3 m
Mutu Beton $f_c'$	= 40 Mpa = 400 kg/cm <sup>2</sup>

### 4.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

#### 4.2.1. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Untuk Kolom Berat

Berdasarkan output analisa Staad Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tipe.

No.	Type Kolom	Kolom (Node)	Gaya Vertikal (kg)	Momen Mx (Kgm)	Momen Mz (Kgm)	Comb.
1	Berat	9	235000	1320	-162,401	1,2D+1,6L
2	Sedang	4	118000	16900	-3800	0,9D-1E
3	Ringan	22	12800	21700	-6760	0,9D-1E



**Gambar 4.1. Gambar Awal Perencanaan Pondasi Tiang Pancang**

#### **4.2.1.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang**

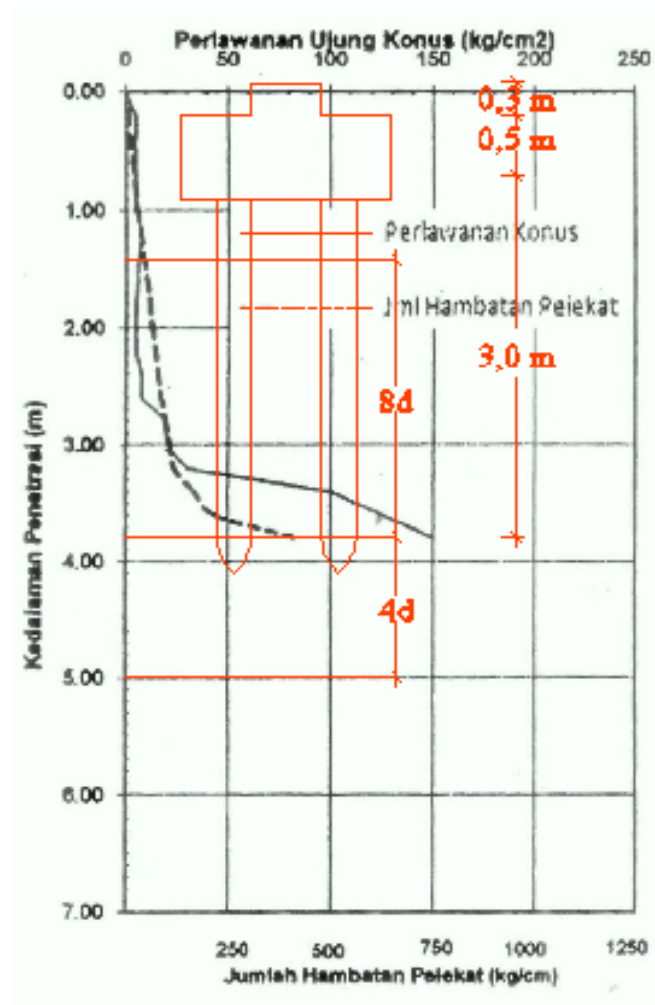
Tahanan ujung tiang per satuan luas diambil  $8d$  diatas dasar tiang sampai  $4d$  dibawah tiang.

Digunakan tiang dengan kedalaman  $= 3,8 \text{ m}$

Kedalaman  $4d$  dibawah tiang ( $qc1$ )  $= 4 \times 0,3 = 1,2 \text{ m}$

Kedalaman  $8d$  di atas dasar tiang ( $qc2$ )  $= 8 \times 0,3 = 2,4 \text{ m}$

Luas Penampang Tiang ( $A$ )  $= 1/4 \pi d^2 = 707,14 \text{ cm}^2$   
 $= 0,07 \text{ m}^2$



**Gambar 4.2. Grafik Data Sondir (CPT)**

Nilai qc1 8d di atas dasar tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,4	6
2	1,6	6
3	1,8	5
4	2	5
5	2,2	5
6	2,4	8
7	2,6	8
8	2,8	20
9	3	20
10	3,2	30

11	3,4	100
12	3,6	125
13	3,8	150
$\Sigma qc$		488

$$qc1 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{488}{13} = 37,538 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai qc2 4d di bawah tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	3,8	150
2	4	250
3	4,2	250
4	4,4	250
5	4,6	250
6	4,8	250
7	5	250
$\Sigma qc$		1650

$$qc2 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{1650}{7} = 235,714 \text{ kg/cm}^2$$

$$qc_{rata-rata} = \frac{qc1+qc2}{2} = \frac{37,538+235,714}{2} = 136,626 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.2.1.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

- Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$P_{tiang} = \sigma_{bahan} \times A_{tiang}$$

$$= 400 \times 707,14 = 282857,143 \text{ kg}$$

- Berdasarkan Kekuatan Tanah
  - Akibat Daya Dukung Tanah

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \cdot q_{c_{\text{rata-rata}}}}{3} = \frac{707,14 \cdot 136,626}{3} = 32204,788 \text{ kg}$$

- Akibat Cleef (friction pile)

Perhitungan fs untuk tiap kedalaman 20 cm :

$$f_{s1} (80-100) = \frac{30-24}{20} = 0,30 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk perhitungan fs selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

	Kedalaman (cm)	JHP (kg/cm)	Fs (kg/cm <sup>2</sup> )
-	80	24	-
fs1 (80-100)	100	30	0,30
fs2 (100-120)	120	38	0,40
fs3 (120-140)	140	46	0,40
fs4 (140-160)	160	54	0,40
fs5 (160-180)	180	60	0,30
fs6 (180-200)	200	66	0,30
fs7 (200-220)	220	72	0,30
fs8 (220-240)	240	80	0,40
fs9 (240-260)	260	88	0,40
fs10 (260-280)	280	98	0,50
fs11 (280-300)	300	108	0,50
fs12 (300-320)	320	118	0,50
fs13 (320-340)	340	168	2,50
fs14 (340-360)	360	218	2,50
fs15 (360-380)	380	418	10,00
		$\sum f_{sn}$	19,70
		fs	1,313

$$f_s = \frac{\sum f_{sn}}{n} = \frac{19,70}{15} = 1,313 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang akibat fs

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{(\pi D) \cdot L \cdot f_s}{5}$$

$$= \frac{(\pi 30) \cdot 300 \cdot 1,313}{5} = 7429,714 \text{ kg}$$

Daya dukung Combine Pile

$$Q_{\text{total tiang}} = 32204,788 + 7429,714 = 39634,502 \text{ kg}$$

Daya Dukung Ultimit Tiang

$$W_{\text{tiang}} = 2400 \cdot 0,07 \cdot 3,0 = 509,143 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{tiang}} = 32204,788 + 7429,714 - 509,143 = 39125,359 \text{ kg}$$

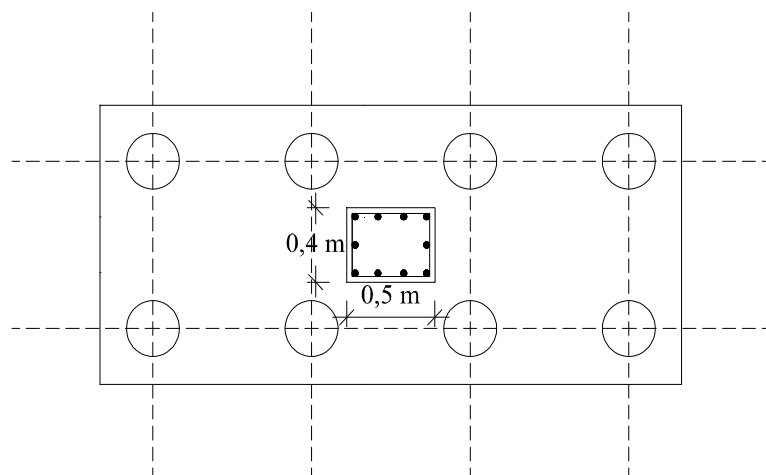
#### 4.2.1.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton

##### 1. Jumlah Tiang (n)

Dari kedua perhitungan daya dukung diatas diambil yang terkecil yaitu

39125,359 kg

$$n = \frac{235000}{39125,359} = 6,006 \approx 8 \text{ buah tiang pancang}$$



**Gambar 4.3. Skema Konfigurasi Tiang Pancang**

Dipakai 8 buah tiang dengan susunan :

$$m \text{ (jumlah baris tiang)} = 2$$

$$n \text{ (jumlah tiang dalam baris)} = 4$$

## 2. Jarak Antar Tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{m + n - 2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 4}{2 + 4 - 2} = 0,942 \text{ m}$$

## 3. Kontrol Jarak Antar Tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$(2,5 \cdot 0,3) \leq S \leq (3 \cdot 0,3)$$

$$0,75 \leq S \leq 0,9 \text{ (S diambil } 0,9 \text{ m} = 90 \text{ cm)}$$

## 4. Efisiensi Kelompok Tiang

- Formula Sederhana

$$p = \pi D = \pi \cdot 0,3 = 0,94 \text{ m}$$

$$E_g = \left[ \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \right]$$

$$= \left[ \frac{2 \cdot (2+4-2) \cdot 0,9 + 4 \cdot 0,3}{0,94 \cdot 2 \cdot 4} \right]$$

$$= 1,113636364 > 1,0 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

- Formula Converse – Labarre

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$\theta = \tan^{-1} (D/s)$$

$$= \tan^{-1}(0,3/0,9) = 18,43494882$$

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(4-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 4}{90 \cdot 2 \cdot 4} \right] \cdot 18,43494882$$

$$= 0,744 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)}$$

- Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[ \frac{m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots}{\dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}} \right]$$

$$= 1 - \frac{0,3}{\pi \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 4} \cdot [2 \cdot (4-1) + 4 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (4-1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 0,811177 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)}$$

- Formula Seiler – Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 0,9 \cdot (2 + 4 - 2)}{(75 \cdot 0,9^2 - 7) \cdot (2 + 4 - 1)} \right] + \frac{0,3}{2 + 4} = 0,568 < 1,0$$

(memenuhi syarat)

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai  $E_g$  yang terkecil, yaitu

0,568

## 5. Daya Dukung Tiang Kelompok

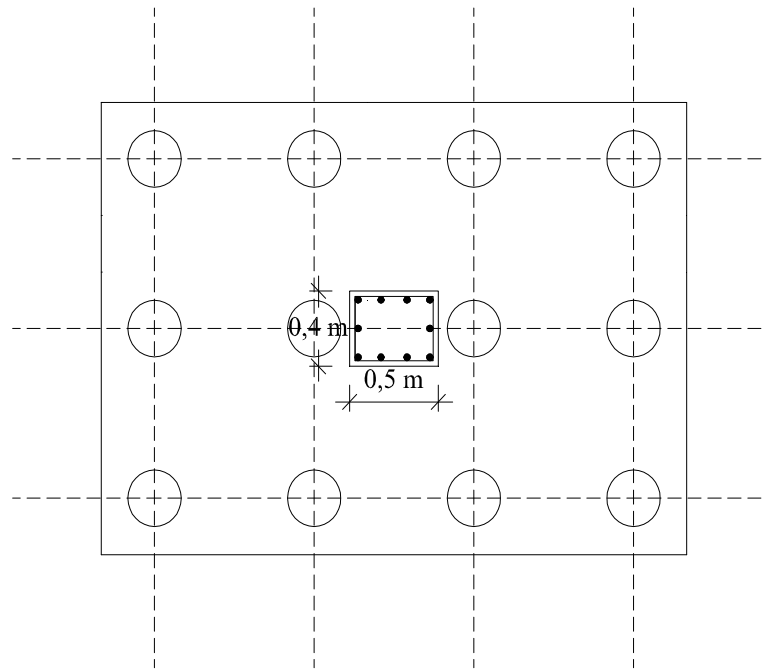
$$Q_{\text{group}} = 0,568 \cdot 8 \cdot 39125,359$$

$$= 177712,842 \text{ kg} < 235000 \text{ kg (TIDAK AMAN)}$$



## 6. Perhitungan Ulang

Dilakukan perhitungan ulang dengan menambah jumlah tiang pancang menjadi 12 tiang.



**Gambar 4.4. Skema Perencanaan Ulang Konfigurasi Tiang Pancang**

Dipakai 12 buah tiang dengan susunan :

m (jumlah baris tiang) = 3

n (jumlah tiang dalam baris) = 4

## 7. Jarak Antar Tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{m + n - 2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,3 \cdot 3 \cdot 4}{3 + 4 - 2} = 1,1304 \text{ m}$$

## 8. Kontrol Jarak Antar Tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$(2,5 \cdot 0,3) \leq S \leq (3 \cdot 0,3)$$

$$0,75 \leq S \leq 0,9 \text{ (S diambil } 0,9 \text{ m} = 90 \text{ cm)}$$

## 9. Efisiensi Kelompok Tiang

- Formula Sederhana

$$p = \pi D = \pi \cdot 0,3 = 0,94 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_g &= \left[ \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \right] \\ &= \left[ \frac{2 \cdot (3+4-2) \cdot 0,9 + 4 \cdot 0,3}{0,94 \cdot 3 \cdot 4} \right] \\ &= 0,795454545 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Converse – Labarre

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta \\ \theta &= \tan^{-1} (D/s) \\ &= \tan^{-1} (0,3/0,9) = 18,43494882 \\ E_g &= 1 - \left[ \frac{(4-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 4}{90 \cdot 3 \cdot 4} \right] \cdot 18,43494882 \\ &= 0,710 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[ \begin{array}{l} m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots \\ \dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2} \end{array} \right]$$

$$= 1 - \frac{0,3}{\pi \cdot 0,9 \cdot 3 \cdot 4} \cdot [3 \cdot (4 - 1) + 4 \cdot (3 - 1) + (3 - 1) \cdot (4 - 1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 0,774751301 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)}$$

- Formula Seiler – Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 0,9 \cdot (3 + 4 - 2)}{(75 \cdot 0,9^2 - 7) \cdot (3 + 4 - 1)} \right] + \frac{0,3}{3 + 4} = 0,5405 < 1,0$$

(memenuhi syarat)

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai  $E_g$  yang terkecil, yaitu

0,5405

#### 10. Daya Dukung Tiang Kelompok

$$Q_{\text{group}} = 0,5405 \cdot 12 \cdot 39125,359$$

$$= 253781,900 \text{ kg} > 235000 \text{ kg (AMAN)}$$

#### 11. Kontrol $\sum V_u$ dimana, $\sum V_u = (V_u + \text{berat poer}) < Q_{\text{group}}$

Perhitungan beban poer :

$$\text{Puer} = [(3,3 \cdot 2,4 \cdot 0,5) + (0,4 \cdot 0,5 \cdot 0,3)] \cdot 2400$$

$$= (3,96 + 0,06) \cdot 2400$$

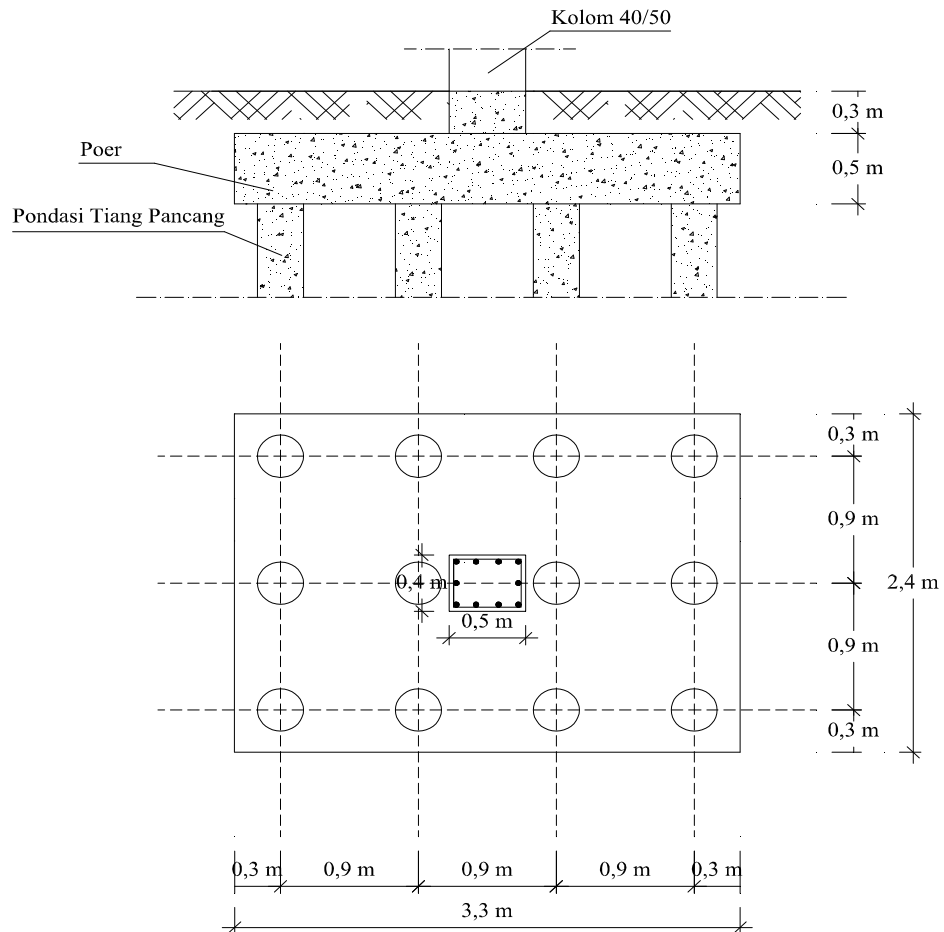
$$= 9648 \text{ kg}$$

$$\text{Tanah Urug} = [(3,3 \cdot 2,4 \cdot 0,3) - (0,4 \cdot 0,5 \cdot 0,3)] \cdot 1700$$

$$= (2,376 - 0,06) \cdot 1700$$

$$= 3937,2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V_u &= \text{Berat sendiri poer} + \text{Berat tanah urug} + V_u \\
 &= 9648 + 3937,2 + 235000 \\
 &= 248585,2 \text{ kg} < Q_{\text{group}} = 253781,900 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

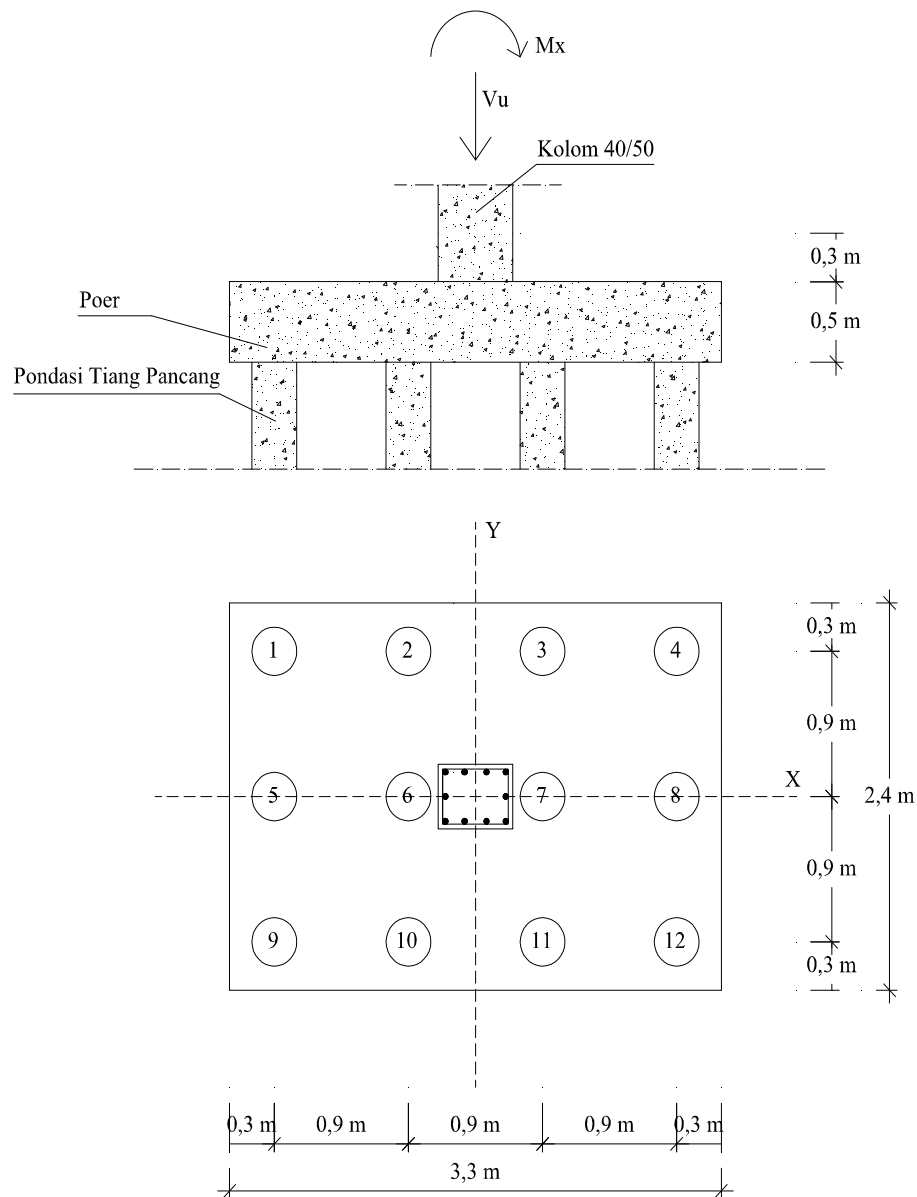


**Gambar 4.5. Perencanaan Poer**

#### 4.2.1.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton

Mencari Beban Tiang Maksimum :

$$P_{\text{max}} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{max}}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\text{max}}}{n_x \cdot \Sigma Y^2}$$



**Gambar 4.6. Beban Yang Bekerja Pada Pile Cap**

Dimana :

$$\sum V_u = 248585,2 \text{ kg} \quad ; \quad M_x = 162,401 \text{ Kgm}$$

$$n = 12 \text{ tiang} \quad ; \quad M_y = 1320 \text{ Kgm}$$

$$\sum X^2 = 3 \cdot 2 \cdot 1,35^2 + 3 \cdot 2 \cdot 0,45^2 = 12,15 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 4 \cdot 2 \cdot 0,9^2 = 6,48 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P_{\max} = \frac{248585,2}{12} + \frac{1320 \cdot 1,35}{3 \cdot 12,15} + \frac{162,401 \cdot 0,9}{4 \cdot 6,48}$$

$$= 20769,961 \text{ kg} < Q_{\text{tiang}} = 39125,359 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})$$

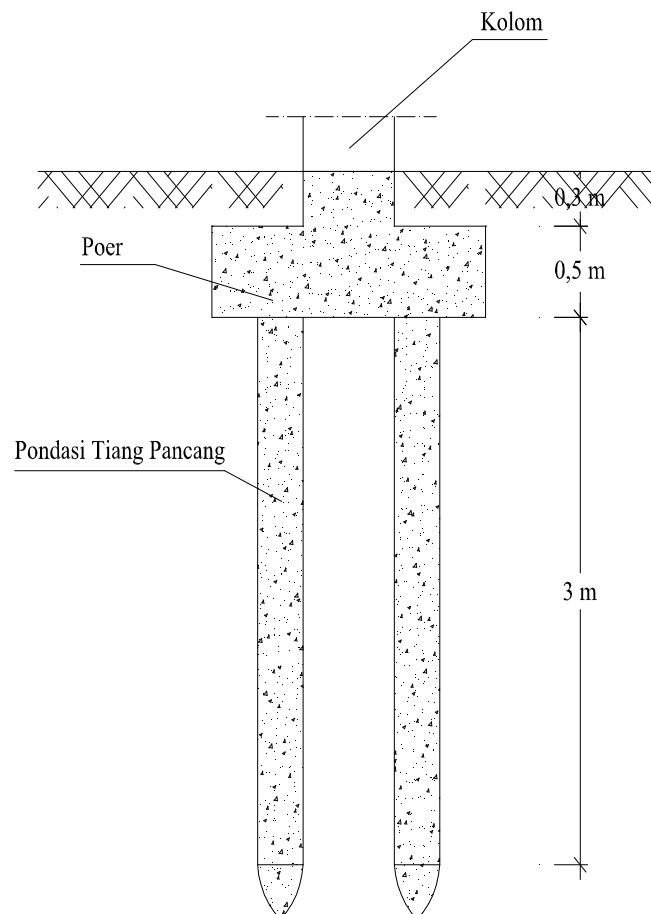
Perhitungan untuk nilai P untuk masing-masing tiang ditabelkan di bawah ini.

	X (m)	Y (m)	P (kg)
P1	-1,35	0,9	20672,183
P2	-0,45	0,9	20704,776
P3	0,45	0,9	20737,369
P4	1,35	0,9	20769,961
P5	-1,35	0	20666,544
P6	-0,45	0	20699,137
P7	0,45	0	20731,730
P8	1,35	0	20764,322
P9	-1,35	-0,9	20660,906
P10	-0,45	-0,9	20693,498
P11	0,45	-0,9	20726,091
P12	1,35	-0,9	20758,683

#### 4.2.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Untuk Kolom Sedang

Berdasarkan output analisa Staad Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tipe.

No.	Type Kolom	Kolom (Node)	Gaya Vertikal (kg)	Momen Mx (Kgm)	Momen Mz (Kgm)	Comb.
1	Berat	9	235000	1320	-162,401	1,2D+1,6L
2	Sedang	4	118000	16900	-3800	0,9D-1E
3	Ringan	22	12800	21700	-6760	0,9D-1E



**Gambar 4.7. Gambar Awal Perencanaan Pondasi Tiang Pancang**

#### 4.2.2.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang

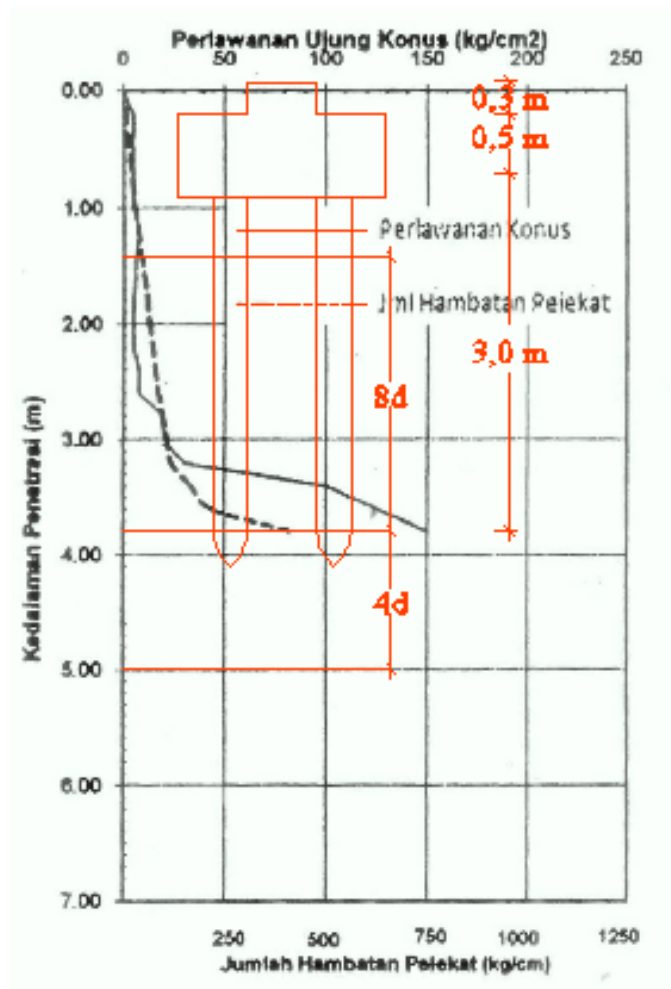
Tahanan ujung tiang per satuan luas diambil  $8d$  diatas dasar tiang sampai  $4d$  dibawah tiang.

Digunakan tiang dengan kedalaman = 3,8 m

Kedalaman  $4d$  dibawah tiang ( $qc1$ ) =  $4 \times 0,3 = 1,2$  m

Kedalaman  $8d$  di atas dasar tiang ( $qc2$ ) =  $8 \times 0,3 = 2,4$  m

Luas Penampang Tiang ( $A$ ) =  $1/4 \pi d^2 = 707,14 \text{ cm}^2$   
=  $0,07 \text{ m}^2$



Gambar 4.8. Grafik Data Sondir (CPT)



Nilai qc1 8d di atas dasar tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,4	6
2	1,6	6
3	1,8	5
4	2	5
5	2,2	5
6	2,4	8
7	2,6	8
8	2,8	20
9	3	20
10	3,2	30
11	3,4	100
12	3,6	125
13	3,8	150
Σqc		488

$$qc1 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{488}{13} = 37,538 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai qc2 4d di bawah tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	3,8	150
2	4	250
3	4,2	250
4	4,4	250
5	4,6	250
6	4,8	250
7	5	250
Σqc		1650

$$qc2 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{1650}{7} = 235,714 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c_{rata-rata}} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} = \frac{37,538 + 235,714}{2} = 136,626 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.2.2.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

- Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \\ &= 400 \times 707,14 \\ &= 282857,143 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berdasarkan Kekuatan Tanah

- Akibat Daya Dukung Tanah

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \cdot q_{c_{rata-rata}}}{3} = \frac{707,14 \cdot 136,626}{3} = 32204,788 \text{ kg}$$

- Akibat Cleef (friction pile)

Perhitungan  $f_s$  untuk tiap kedalaman 20 cm :

$$f_{s1} (80-100) = \frac{30-24}{20} = 0,30 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk perhitungan  $f_s$  selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

	Kedalaman (cm)	JHP (kg/cm)	Fs (kg/cm <sup>2</sup> )
-	80	24	-
fs1 (80-100)	100	30	0,30
fs2 (100-120)	120	38	0,40
fs3 (120-140)	140	46	0,40
fs4 (140-160)	160	54	0,40
fs5 (160-180)	180	60	0,30
fs6 (180-200)	200	66	0,30

fs7 (200-220)	220	72	0,30
fs8 (220-240)	240	80	0,40
fs9 (240-260)	260	88	0,40
fs10 (260-280)	280	98	0,50
fs11 (280-300)	300	108	0,50
fs12 (300-320)	320	118	0,50
fs13 (320-340)	340	168	2,50
fs14 (340-360)	360	218	2,50
fs15 (360-380)	380	418	10,00
		$\sum f_{sn}$	19,70
		fs	1,313

$$f_s = \frac{\sum f_{sn}}{n} = \frac{19,70}{15} = 1,313 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang akibat fs

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{(\pi D) \cdot L \cdot f_s}{5}$$

$$= \frac{(\pi 30) \cdot 300 \cdot 1,313}{5} = 7429,714 \text{ kg}$$

Daya dukung Combine Pile

$$Q_{\text{total tiang}} = 32204,788 + 7429,714 = 39634,502 \text{ kg}$$

Daya Dukung Ultimit Tiang

$$W_{\text{tiang}} = 2400 \cdot 0,07 \cdot 3,0 = 509,143 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{tiang}} = 32204,788 + 7429,714 - 509,143 = 39125,359 \text{ kg}$$

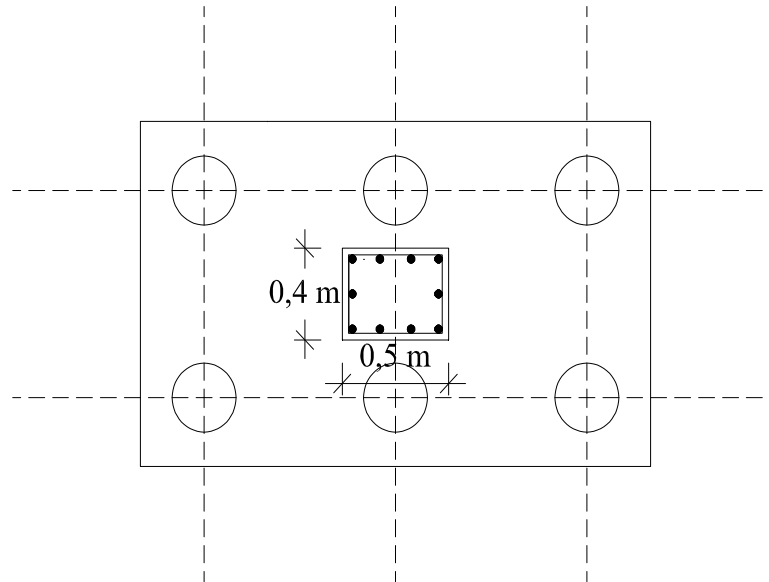
#### 4.2.2.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton

##### 1. Jumlah Tiang (n)

Dari kedua perhitungan daya dukung diatas diambil yang terkecil yaitu

39125,359 kg

$$n = \frac{118000}{39125,359} = 3,015946729 \approx 6 \text{ buah tiang pancang}$$



**Gambar 4.9. Skema Konfigurasi Tiang Pancang**

Dipakai 6 buah tiang dengan susunan :

m (jumlah baris tiang) = 2

n (jumlah tiang dalam baris) = 3

## 2. Jarak Antar Tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{m + n - 2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 3}{2 + 3 - 2} = 0,942 \text{ m}$$

## 3. Kontrol Jarak Antar Tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$(2,5 \cdot 0,3) \leq S \leq (3 \cdot 0,3)$$

$$0,75 \leq S \leq 0,9 \text{ (S diambil } 0,9 \text{ m} = 90 \text{ cm)}$$

#### 4. Efisiensi Kelompok Tiang

- Formula Sederhana

$$p = \pi D = \pi \cdot 0,3 = 0,94 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_g &= \left[ \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \right] \\ &= \left[ \frac{2 \cdot (2+2-3) \cdot 0,9 + 4 \cdot 0,3}{0,94 \cdot 2 \cdot 3} \right] \\ &= 1,166667 > 1,0 \text{ (tidak memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Converse – Labarre

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta \\ \theta &= \tan^{-1} (D/s) \\ &= \tan^{-1} (0,3/0,9) = 18,43494882 \\ E_g &= 1 - \left[ \frac{(3-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 3}{90 \cdot 2 \cdot 3} \right] \cdot 18,43494882 \\ &= 0,761 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Los Angeles

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[ \frac{m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots}{\dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}} \right] \\ &= 1 - \frac{0,3}{\pi \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 3} \cdot \left[ 2 \cdot (3-1) + 3 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (3-1) \cdot \sqrt{2} \right] \\ &= 0,8262652 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Seiler – Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 0,9 \cdot (2 + 3 - 2)}{(75 \cdot 0,9^2 - 7) \cdot (2 + 3 - 1)} \right] + \frac{0,3}{2 + 3} = 0,6079 < 1,0$$

(memenuhi syarat)

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai  $E_g$  yang terkecil, yaitu

0,6079

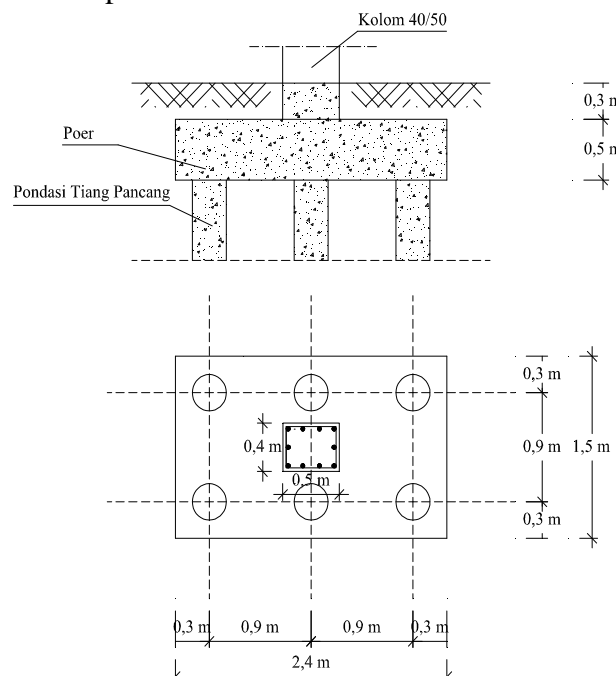
#### 5. Daya Dukung Tiang Kelompok

$$Q_{\text{group}} = 0,6079 \cdot 6 \cdot 39125,359$$

$$= 142707,474 \text{ kg} > 118000 \text{ kg (AMAN)}$$

#### 6. Kontrol $\sum V_u$ dimana, $\sum V_u = (V_u + \text{berat poer}) < Q_{\text{group}}$

Perhitungan beban poer :



**Gambar 4.10. Perencanaan Poer**

$$\text{Pouer} = [(2,4 \cdot 1,5 \cdot 0,5) + (0,4 \cdot 0,5 \cdot 0,3)] \cdot 2400$$

$$= (1,8 + 0,06) \cdot 2400$$

$$= 4464 \text{ kg}$$

$$\text{Tanah Urug} = [(2,4 \cdot 1,5 \cdot 0,3) - (0,4 \cdot 0,5 \cdot 0,3)] \cdot 1700$$

$$= (1,08 - 0,06) \cdot 1700$$

$$= 1734 \text{ kg}$$

$$\sum V_u = \text{Berat sendiri poer} + \text{Berat tanah urug} + V_u$$

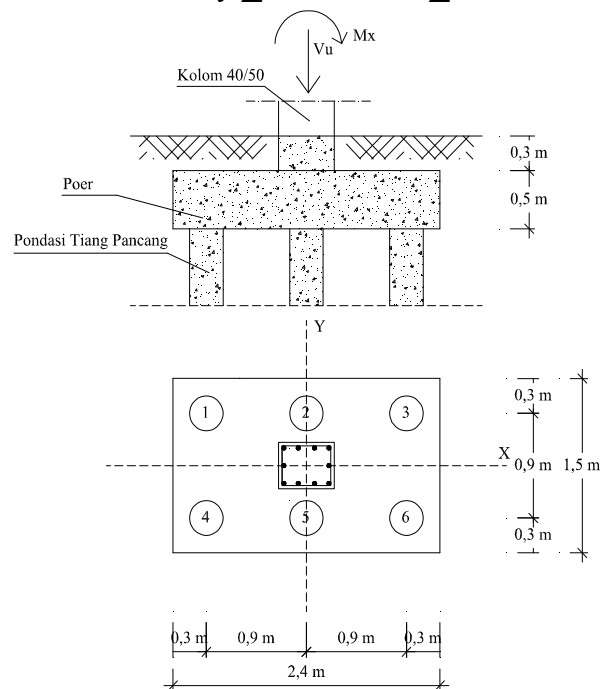
$$= 4464 + 1734 + 118000$$

$$= 124198 \text{ kg} < Q_{\text{group}} = 142707,474 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})$$

#### 4.2.2.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton

Mencari Beban Tiang Maksimum :

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{max}}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\text{max}}}{n_x \cdot \sum Y^2}$$



**Gambar 4.11. Beban Yang Bekerja Pada Pile Cap**

Dimana :

$$\sum V_u = 121889,5 \text{ kg} \quad ; M_x = 3800 \text{ Kgm}$$

$$N = 6 \text{ tiang} \quad ; M_y = 16900 \text{ Kgm}$$

$$\sum X^2 = 2 \cdot 2 \cdot 0,9^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 3 \cdot 2 \cdot 0,45^2 = 1,215 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P_{\max} = \frac{124198}{6} + \frac{16900 \cdot 0,9}{2 \cdot 3,24} + \frac{3800 \cdot 0,45}{3 \cdot 1,215}$$

$$= 23516,025 \text{ kg} < Q_{\text{tiang}} = 39125,359 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})$$

Perhitungan untuk nilai P untuk masing-masing tiang ditabelkan di bawah ini.

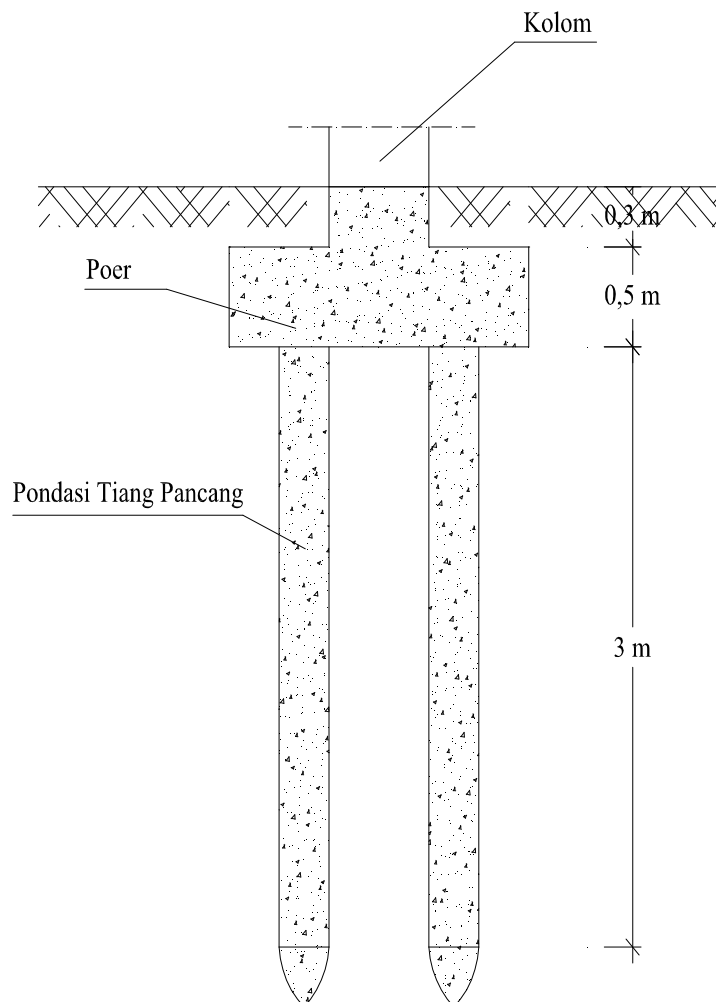
	X (m)	Y (m)	P (kg)
P1	-0,9	0,45	18821,580
P2	0	0,45	21168,802
P3	0,9	0,45	23516,025
P4	-0,9	-0,45	17883,309
P5	0	-0,45	20230,531
P6	0,9	-0,45	22577,753



#### 4.2.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Untuk Kolom Ringan

Berdasarkan output analisa Staad Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tipe.

No.	Type Kolom	Kolom (Node)	Gaya Vertikal (kg)	Momen Mx (Kgm)	Momen Mz (Kgm)	Comb.
1	Berat	9	235000	1320	-162,401	1,2D+1,6L
2	Sedang	4	118000	16900	-3800	0,9D-1E
3	Ringan	22	12800	21700	-6760	0,9D-1E



**Gambar 4.12. Gambar Awal Perencanaan Pondasi Tiang Pancang**

#### 4.2.3.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang

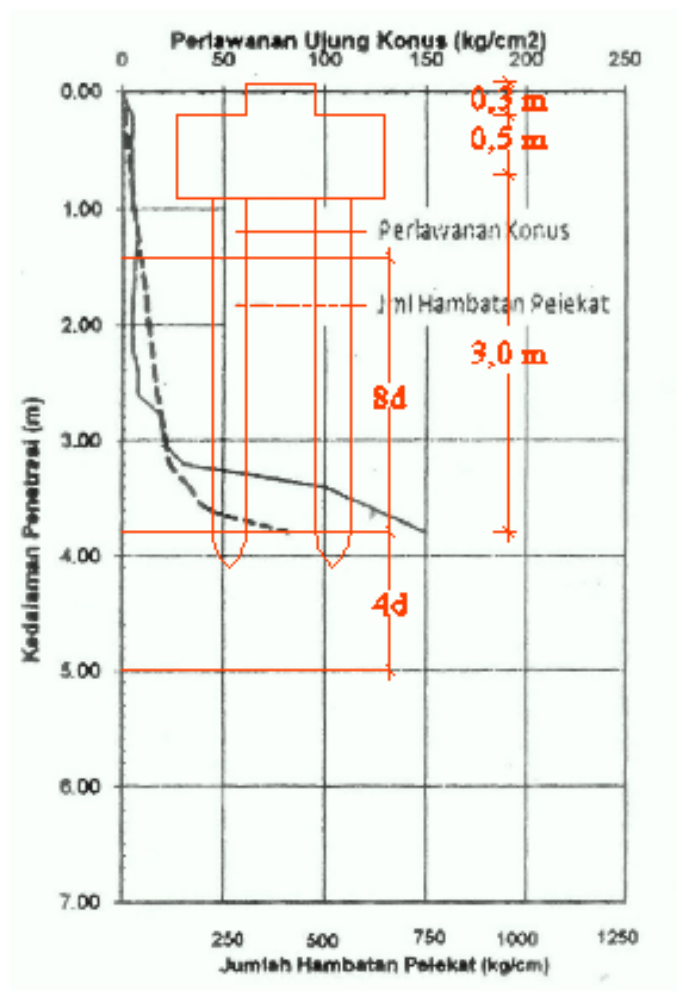
Tahanan ujung tiang per satuan luas diambil 8d diatas dasar tiang sampai 4d dibawah tiang.

Digunakan tiang dengan kedalaman = 3,8 m

Kedalaman 4d dibawah tiang ( $q_{c1}$ ) =  $4 \times 0,3 = 1,2$  m

Kedalaman 8d di atas dasar tiang ( $q_{c2}$ ) =  $8 \times 0,3 = 2,4$  m

Luas Penampang Tiang (A) =  $1/4 \pi d^2 = 707,14 \text{ cm}^2$   
=  $0,07 \text{ m}^2$



Gambar 4.13. Grafik Data Sondir (CPT)

Nilai qc1 8d di atas dasar tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,4	6
2	1,6	6
3	1,8	5
4	2	5
5	2,2	5
6	2,4	8
7	2,6	8
8	2,8	20
9	3	20
10	3,2	30
11	3,4	100
12	3,6	125
13	3,8	150
Σqc		488

$$qc1 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{488}{13} = 37,538 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai qc2 4d di bawah tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	3,8	150
2	4	250
3	4,2	250
4	4,4	250
5	4,6	250
6	4,8	250
7	5	250
Σqc		1650

$$qc2 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{1650}{7} = 235,714 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c_{rata-rata}} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} = \frac{37,538 + 235,714}{2} = 136,626 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.2.3.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

- Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \\ &= 400 \times 707,14 \\ &= 282857,143 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berdasarkan Kekuatan Tanah

- Akibat Daya Dukung Tanah

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \cdot q_{c_{rata-rata}}}{3} = \frac{707,14 \cdot 136,626}{3} = 32204,788 \text{ kg}$$

- Akibat Cleef (friction pile)

Perhitungan  $f_s$  untuk tiap kedalaman 20 cm :

$$f_{s1} (80-100) = \frac{30-24}{20} = 0,30 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk perhitungan  $f_s$  selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

	Kedalaman (cm)	JHP (kg/cm)	Fs (kg/cm <sup>2</sup> )
-	80	24	-
fs1 (80-100)	100	30	0,30
fs2 (100-120)	120	38	0,40
fs3 (120-140)	140	46	0,40
fs4 (140-160)	160	54	0,40
fs5 (160-180)	180	60	0,30
fs6 (180-200)	200	66	0,30

fs7 (200-220)	220	72	0,30
fs8 (220-240)	240	80	0,40
fs9 (240-260)	260	88	0,40
fs10 (260-280)	280	98	0,50
fs11 (280-300)	300	108	0,50
fs12 (300-320)	320	118	0,50
fs13 (320-340)	340	168	2,50
fs14 (340-360)	360	218	2,50
fs15 (360-380)	380	418	10,00
		$\sum f_{sn}$	19,70
		fs	1,313

$$f_s = \frac{\sum f_{sn}}{n} = \frac{19,70}{15} = 1,313 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang akibat  $f_s$

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{(\pi D) \cdot L \cdot f_s}{5}$$

$$= \frac{(\pi 30) \cdot 300 \cdot 1,313}{5} = 7429,714 \text{ kg}$$

Daya dukung Combine Pile

$$Q_{\text{total tiang}} = 32204,788 + 7429,714 = 39634,502 \text{ kg}$$

Daya Dukung Ultimit Tiang

$$W_{\text{tiang}} = 2400 \cdot 0,07 \cdot 3,0 = 509,143 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{tiang}} = 32204,788 + 7429,714 - 509,143 = 39125,359 \text{ kg}$$

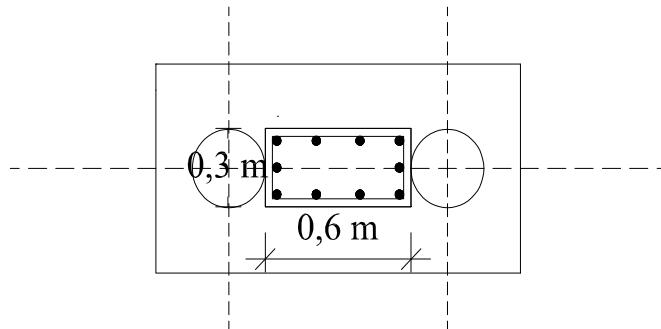
#### 4.2.3.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton

##### 1. Jumlah Tiang (n)

Dari kedua perhitungan daya dukung diatas diambil yang terkecil yaitu

39125,359 kg

$$n = \frac{12800}{39125,359} = 0,327153543 \approx 2 \text{ buah tiang pancang}$$



**Gambar 4.14. Skema Konfigurasi Tiang Pancang**

Dipakai 2 buah tiang dengan susunan :

m (jumlah baris tiang) = 1

n (jumlah tiang dalam baris) = 2

#### 2. Jarak Antar Tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{m + n - 2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 2}{1 + 2 - 2} = 0,942 \text{ m}$$

#### 3. Kontrol Jarak Antar Tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$(2,5 \cdot 0,3) \leq S \leq (3 \cdot 0,3)$$

$$0,75 \leq S \leq 0,9 \text{ (S diambil } 0,9 \text{ m} = 90 \text{ cm)}$$

#### 4. Efisiensi Kelompok Tiang

- Formula Sederhana

$$p = \pi D = \pi \cdot 0,3 = 0,94 \text{ m}$$

$$E_g = \left[ \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \right]$$

$$= \left[ \frac{2 \cdot (1+2-2) \cdot 0,9 + 4 \cdot 0,3}{0,94 \cdot 1 \cdot 2} \right]$$

$$= 1,5909091 > 1,0 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

- Formula Converse – Labarre

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$\theta = \tan^{-1} (D/s)$$

$$= \tan^{-1} (0,3/0,9) = 18,43494882$$

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(2-1) \cdot 1 + (1-1) \cdot 2}{90 \cdot 1 \cdot 2} \right] \cdot 18,43494882$$

$$= 0,898 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)}$$

- Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[ \frac{m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots}{\dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}} \right]$$

$$= 1 - \frac{0,3}{\pi \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 2} \cdot [1 \cdot (2-1) + 2 \cdot (1-1) + (1-1) \cdot (2-1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 0,94697 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)}$$

- Formula Seiler – Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 0,9 \cdot (2+1-2)}{(75 \cdot 0,9^2 - 7) \cdot (1+2-1)} \right] + \frac{0,3}{1+2} = 0,7986 < 1,0$$

(memenuhi syarat)

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai  $E_g$  yang terkecil, yaitu

0,7986

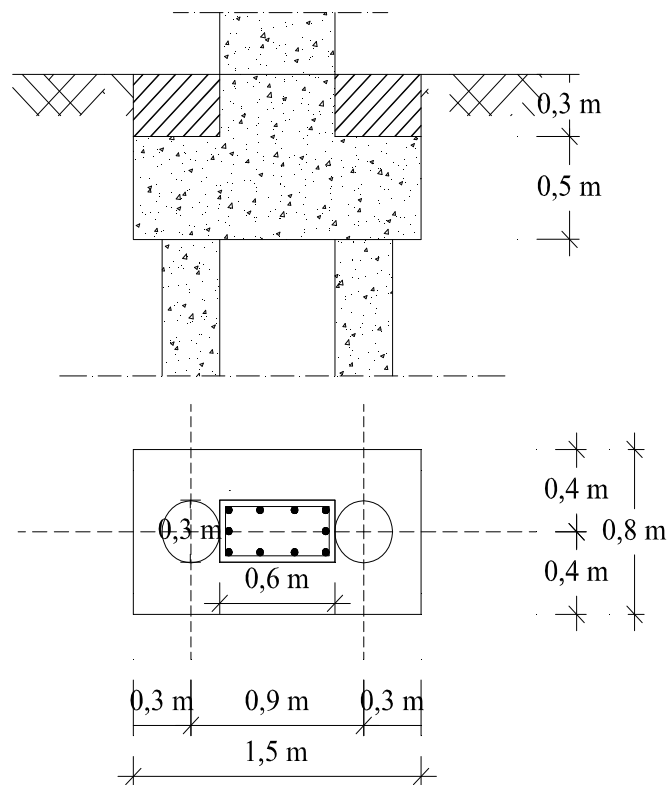
5. Daya Dukung Tiang Kelompok

$$Q_{\text{group}} = 0,7986 \cdot 2 \cdot 39125,359$$

$$= 62491,388 \text{ kg} > 118000 \text{ kg (AMAN)}$$

6. Kontrol  $\sum V_u$  dimana,  $\sum V_u = (V_u + \text{berat poer}) < Q_{\text{group}}$

Perhitungan beban poer :



**Gambar 4.15. Perencanaan Poer**

$$\text{Puer} = [(1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,5) + (0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,3)] \cdot 2400$$

$$= (0,6 + 0,054) \cdot 2400$$

$$= 1569,6 \text{ kg}$$



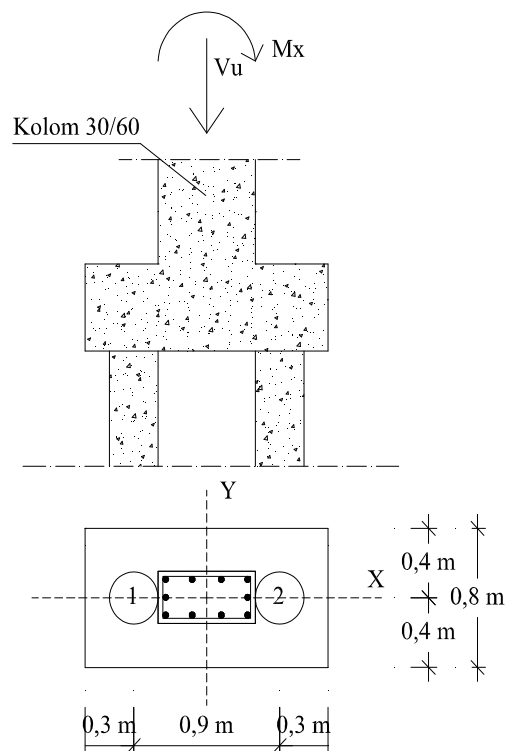
$$\begin{aligned}
 \text{Tanah Urug} &= [(1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,3) - (0,3 \cdot 0,6 \cdot 0,3)] \cdot 1700 \\
 &= (0,36 - 0,054) \cdot 1700 \\
 &= 520,2 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum V_u &= \text{Berat sendiri poer} + \text{Berat tanah urug} + V_u \\
 &= 1569,6 + 520,2 + 12800 \\
 &= 14889,8 \text{ kg} < Q_{\text{group}} = 62491,388 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.3.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton

Mencari Beban Tiang Maksimum :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \sum Y^2}$$



**Gambar 4.16. Beban Yang Bekerja Pada Pile Cap**

Dimana :

$$\sum V_u = 14889,8 \text{ kg} \quad ; M_x = 6760 \text{ Kgm}$$

$$N = 2 \text{ tiang} \quad ; M_y = 21700 \text{ Kgm}$$

$$\sum X^2 = 0,45^2 + (-0,45^2) = 0,405 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 0^2 + 0^2 = 0$$

Sehingga :

$$P_{\max} = \frac{14889,8}{2} + \frac{21700 \cdot 0,45}{1 \cdot 0,405} + \frac{6760 \cdot 0}{2 \cdot 0}$$
$$= 31556,011 \text{ kg} < Q_{\text{tiang}} = 39125,359 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})$$

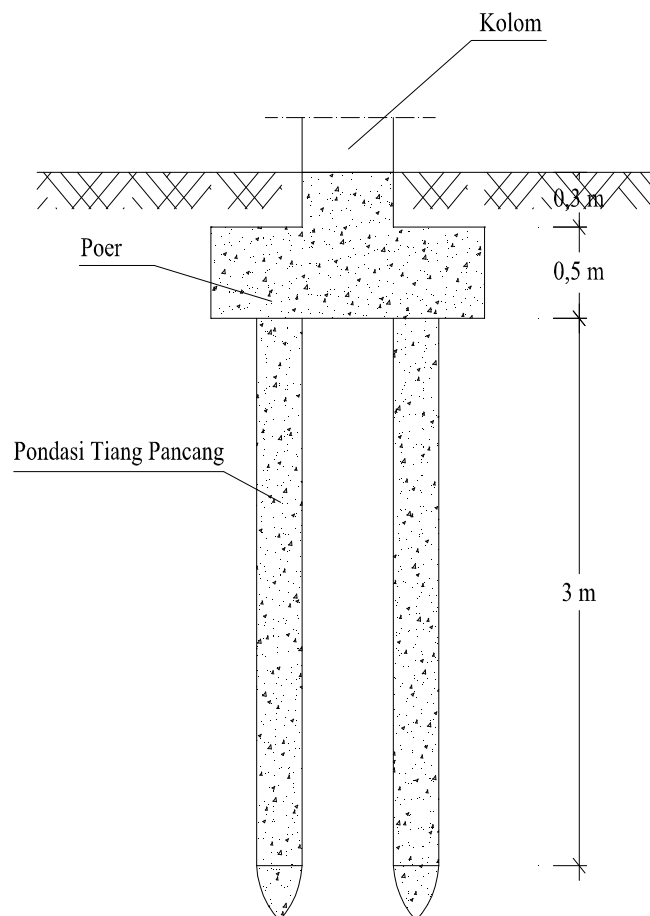
Perhitungan untuk nilai P untuk masing-masing tiang ditabelkan di bawah ini.

	X(m)	Y(m)	P (kg)
P1	-0,45	0	-16666,211
P2	0,45	0	31556,011

#### 4.2.4. Perencanaan Tambahan Type Pondasi Tiang Pancang

Karena jumlah tiang pancang dalam pondasi tiang pancang untuk kolom dengan type berat 12 buah dan untuk type sedang 6 buah, dilakukan lagi perhitungan perencanaan tambahan pondasi tiang pancang yang dapat dijadikan acuan dalam perencanaan.

No.	Type Kolom	Kolom (Node)	Gaya Vertikal (kg)	Momen Mx (Kgm)	Momen Mz (Kgm)	Comb.
1	Tambahan	2	158000	1320	-1090	1,2DL+1,6L



**Gambar 4.17. Gambar Awal Perencanaan Pondasi Tiang Pancang**

#### 4.2.4.1. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang

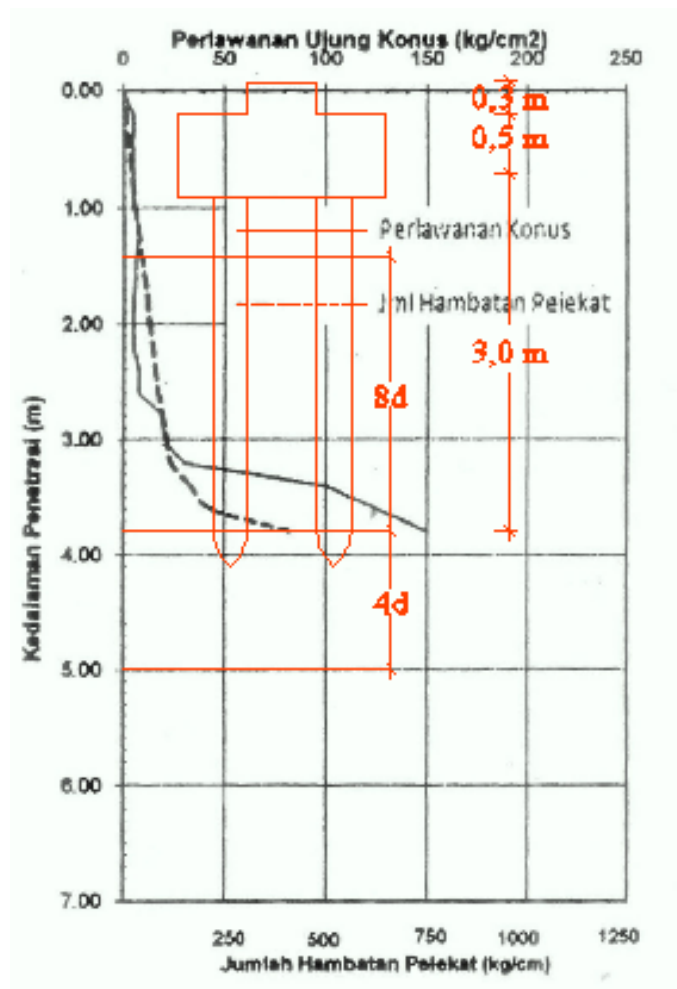
Tahanan ujung tiang per satuan luas diambil 8d diatas dasar tiang sampai 4d dibawah tiang.

Digunakan tiang dengan kedalaman = 3,8 m

Kedalaman 4d dibawah tiang ( $q_{c1}$ ) =  $4 \times 0,3 = 1,2$  m

Kedalaman 8d di atas dasar tiang ( $q_{c2}$ ) =  $8 \times 0,3 = 2,4$  m

Luas Penampang Tiang (A) =  $1/4 \pi d^2 = 707,14 \text{ cm}^2$   
=  $0,07 \text{ m}^2$



Gambar 4.18. Grafik Data Sondir (CPT)

Nilai qc1 8d di atas dasar tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,4	6
2	1,6	6
3	1,8	5
4	2	5
5	2,2	5
6	2,4	8
7	2,6	8
8	2,8	20
9	3	20
10	3,2	30
11	3,4	100
12	3,6	125
13	3,8	150
Σqc		488

$$qc1 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{488}{13} = 37,538 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai qc2 4d di bawah tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	3,8	150
2	4	250
3	4,2	250
4	4,4	250
5	4,6	250
6	4,8	250
7	5	250
Σqc		1650

$$qc2 = \frac{\Sigma qc}{n} = \frac{1650}{7} = 235,714 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c_{rata-rata}} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} = \frac{37,538 + 235,714}{2} = 136,626 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.2.4.2. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

- Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \\ &= 400 \times 707,14 \\ &= 282857,143 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berdasarkan Kekuatan Tanah

- Akibat Daya Dukung Tanah

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \cdot q_{c_{rata-rata}}}{3} = \frac{707,14 \cdot 136,626}{3} = 32204,788 \text{ kg}$$

- Akibat Cleef (friction pile)

Perhitungan  $f_s$  untuk tiap kedalaman 20 cm :

$$f_{s1} (80-100) = \frac{30-24}{20} = 0,30 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk perhitungan  $f_s$  selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

	Kedalaman (cm)	JHP (kg/cm)	Fs (kg/cm <sup>2</sup> )
-	80	24	-
fs1 (80-100)	100	30	0,30
fs2 (100-120)	120	38	0,40
fs3 (120-140)	140	46	0,40
fs4 (140-160)	160	54	0,40
fs5 (160-180)	180	60	0,30
fs6 (180-200)	200	66	0,30

fs7 (200-220)	220	72	0,30
fs8 (220-240)	240	80	0,40
fs9 (240-260)	260	88	0,40
fs10 (260-280)	280	98	0,50
fs11 (280-300)	300	108	0,50
fs12 (300-320)	320	118	0,50
fs13 (320-340)	340	168	2,50
fs14 (340-360)	360	218	2,50
fs15 (360-380)	380	418	10,00
		$\sum f_{sn}$	19,70
		$f_s$	1,313

$$f_s = \frac{\sum f_{sn}}{n} = \frac{19,70}{15} = 1,313 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang akibat  $f_s$

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{(\pi D) \cdot L \cdot f_s}{5}$$

$$= \frac{(\pi 30) \cdot 300 \cdot 1,313}{5} = 7429,714 \text{ kg}$$

Daya dukung Combine Pile

$$Q_{\text{total tiang}} = 32204,788 + 7429,714 = 39634,502 \text{ kg}$$

Daya Dukung Ultimit Tiang

$$W_{\text{tiang}} = 2400 \cdot 0,07 \cdot 3,0 = 509,143 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{tiang}} = 32204,788 + 7429,714 - 509,143 = 39125,359 \text{ kg}$$

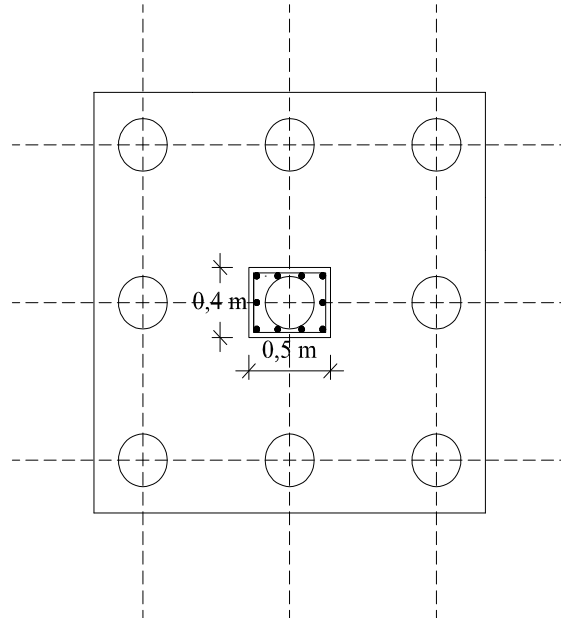
#### 4.2.4.3. Perencanaan Tiang Pancang Beton

##### 1. Jumlah Tiang (n)

Dari kedua perhitungan daya dukung diatas diambil yang terkecil yaitu

39125,359 kg

$$n = \frac{158000}{39125,359} = 4,038301552 \approx 9 \text{ buah tiang pancang}$$



**Gambar 4.19. Skema Konfigurasi Tiang Pancang**

Dipakai 6 buah tiang dengan susunan :

$$m \text{ (jumlah baris tiang)} = 3$$

$$n \text{ (jumlah tiang dalam baris)} = 2$$

## 2. Jarak Antar Tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - (2D)}{m + n - 2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 3 - (2 \cdot 0,3)}{2 + 3 - 2} = 0,910 \text{ m}$$

## 3. Kontrol Jarak Antar Tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$(2,5 \cdot 0,3) \leq S \leq (3 \cdot 0,3)$$

$$0,75 \leq S \leq 0,9 \text{ (S diambil } 0,9 \text{ m} = 90 \text{ cm)}$$



#### 4. Efisiensi Kelompok Tiang

- Formula Sederhana

$$p = \pi D = \pi \cdot 0,3 = 0,94 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_g &= \left[ \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \right] \\ &= \left[ \frac{2 \cdot (2+2-3) \cdot 0,9 + 4 \cdot 0,3}{0,94 \cdot 2 \cdot 3} \right] \\ &= 0,98989899 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Converse – Labarre

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta \\ \theta &= \tan^{-1} (D/s) \\ &= \tan^{-1} (0,3/0,9) = 18,43494882 \\ E_g &= 1 - \left[ \frac{(3-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 3}{90 \cdot 2 \cdot 3} \right] \cdot 18,43494882 \\ &= 0,727 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Los Angeles

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[ \frac{m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots}{\dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}} \right] \\ &= 1 - \frac{0,3}{\pi \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 3} \cdot [2 \cdot (3-1) + 3 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (3-1) \cdot \sqrt{2}] \\ &= 0,7919 < 1,0 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

- Formula Seiler – Keeney

$$E_g = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m + n - 2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0.3}{m+n}$$

$$= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 0,9 \cdot (2 + 3 - 2)}{(75 \cdot 0,9^2 - 7) \cdot (2 + 3 - 1)} \right] + \frac{0,3}{2 + 3} = 0,5678 < 1,0$$

(memenuhi syarat)

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai  $E_g$  yang terkecil, yaitu :

0,5678

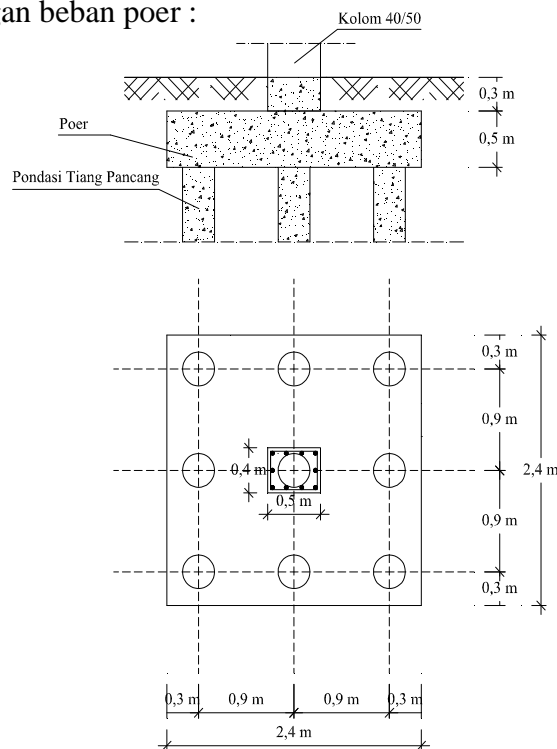
#### 5. Daya Dukung Tiang Kelompok

$$Q_{\text{group}} = 0,5678 \cdot 9 \cdot 39125,359$$

$$= 199926,947 \text{ kg} > 158000 \text{ kg (AMAN)}$$

#### 6. Kontrol $\sum V_u$ dimana, $\sum V_u = (V_u + \text{berat poer}) < Q_{\text{group}}$

Perhitungan beban poer :



**Gambar 4.20. Perencanaan Poer**

$$\begin{aligned}
 \text{Poer} &= [(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,5) + (0,4 \cdot 0,5 \cdot 0,3)] \cdot 2400 \\
 &= (2,88 + 0,06) \cdot 2400 \\
 &= 7056 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

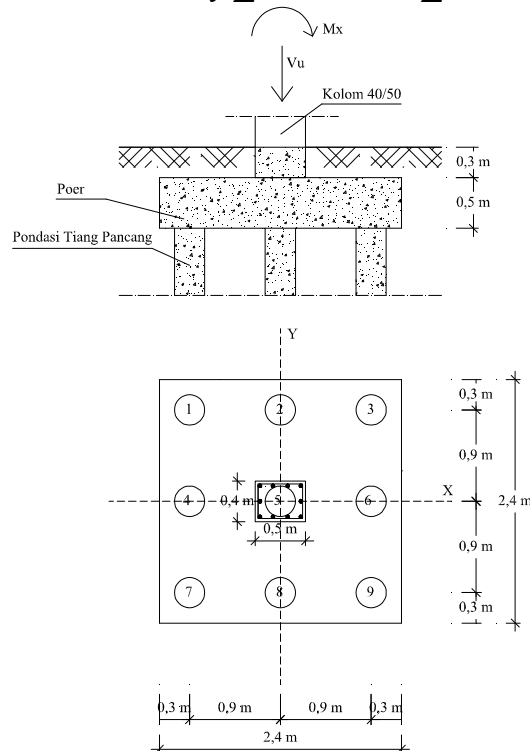
$$\begin{aligned}
 \text{Tanah Urug} &= [(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,3) - (0,4 \cdot 0,5 \cdot 0,3)] \cdot 1700 \\
 &= (1,73 - 0,06) \cdot 1700 \\
 &= 2835,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V_u &= \text{Berat sendiri poer} + \text{Berat tanah urug} + V_u \\
 &= 7056 + 2835,6 + 158000 \\
 &= 167891,6 \text{ kg} < Q_{\text{group}} = 199926,947 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.4.4. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang Pancang Beton

Mencari Beban Tiang Maksimum :

$$P_{\max} = \frac{\Sigma v}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2}$$



**Gambar 4.21. Beban Yang Bekerja Pada Pile Cap**

Dimana :

$$\sum Vu = 167891,6 \text{ kg} \quad ; Mx = 1090 \text{ Kgm}$$

$$N = 9 \text{ tiang} \quad ; My = 1320 \text{ Kgm}$$

$$\sum X^2 = 2 \cdot 2 \cdot 0,9^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 3 \cdot 2 \cdot 0,9^2 = 4,86 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P_{\max} = \frac{167891,6}{9} + \frac{1320 \cdot 0,9}{2 \cdot 3,24} + \frac{1090 \cdot 0,9}{3 \cdot 4,86}$$

$$= 18844,128 \text{ kg} < Q_{\text{tiang}} = 39125,359 \text{ kg} \quad (\text{AMAN})$$

Perhitungan untuk nilai P untuk masing-masing tiang ditabelkan di bawah ini.

	X	Y	P
P1	-0,9	0,9	18599,684
P2	0	0,9	18721,906
P3	0,9	0,9	18844,128
P4	-0,9	0	18532,400
P5	0	0	18654,622
P6	0,9	0	18776,844
P7	-0,9	-0,9	18465,116
P8	0	-0,9	18587,338
P9	0,9	-0,9	18709,560

Dari perhitungan diatas dapat kita peroleh perencanaan masing-masing kelompok tiang sebagai berikut :

- Untuk kolom type berat (T1) 12 tiang
- Untuk kolom type perencanaan tambahan (T2) 9 tiang
- Untuk kolom type sedang (T3) 6 tiang
- Untuk kolom type ringan (T4) 2 tiang

#### 4.2.5. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang

##### 4.2.5.1. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

$$Q_p = A_p \cdot q_{c \text{ rata-rata}} = 707,14 \cdot 136,626 = 96613,709 \text{ kg}$$

$$Q_s = (\pi D) \cdot L \cdot f_s = (\pi 30) \cdot 300 \cdot 1,313 = 37124,200 \text{ kg}$$

$$E_p = 4700 \cdot \sqrt{f'c} = 4700 \cdot \sqrt{40} = 29725,410 \text{ Mpa} = 297254,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0,67$$

$$C_p = 0,02$$

$$V_s = 0,15$$

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p} = \frac{(96613,709 + 0,67 \cdot 37124,200) \cdot 300}{707,14 \cdot 297254,100} = 0,173 \text{ cm}$$

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} = \frac{0,02 \cdot 96613,709}{707,14 \cdot 136,626} = 0,0199 \text{ cm}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \cdot \sqrt{L/D} = 2 + 0,35 \cdot \sqrt{300/30} = 3,107$$

$$S_{ps} = \frac{Q_{ws}}{P \cdot L} \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - v_s^2) \cdot I_{ws} = \frac{37124,200}{(\pi 30) \cdot 300} \cdot \frac{30}{100} \cdot (1 - 0,15^2) \cdot 3,107 = 1,196 \text{ cm}$$

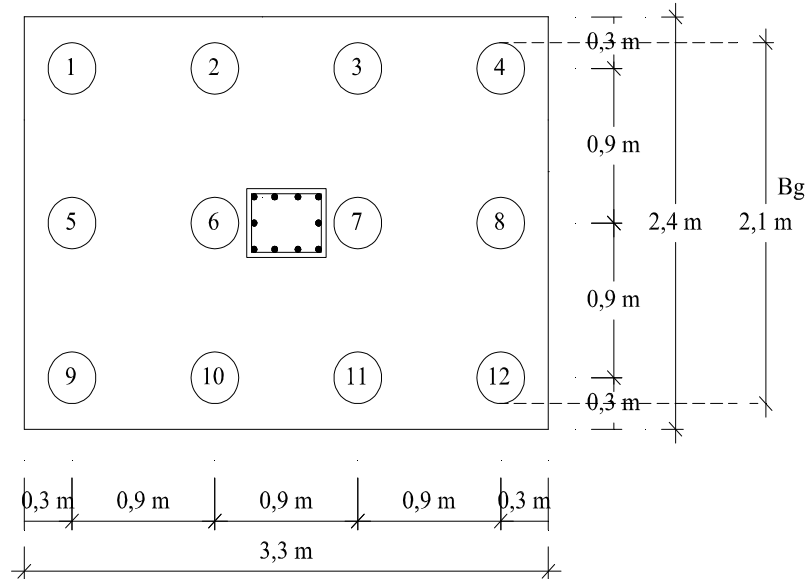
$$S_e = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,173 + 0,0199 + 1,196 = 1,3889 \text{ cm} < S_{ijin} = 10\% \cdot 30 = 3 \text{ cm (AMAN)}$$

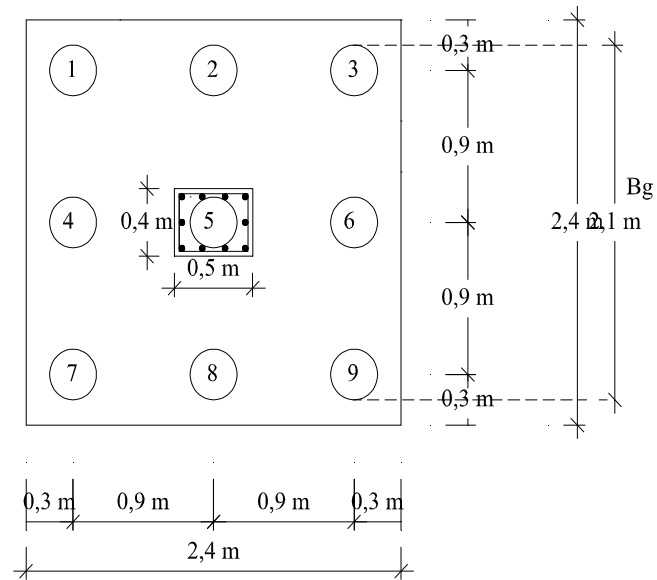
##### 4.2.5.2. Perhitungan Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

###### 1. Metode Vesic

- Untuk kolom dengan type T1 (12 tiang) dan type T2 (9 tiang), Bg  
= 2,4 m



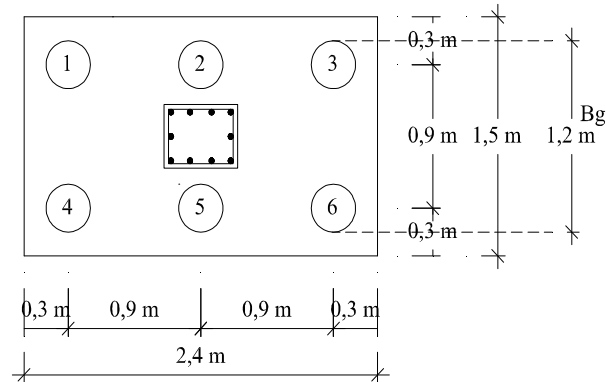
**Gambar 4.22. Gambar Kelompok Type T1**



**Gambar 4.23. Gambar Kelompok Tiang Type T2**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 1,3889 \cdot \sqrt{\frac{210}{30}} = 3,675 \text{ cm}$$

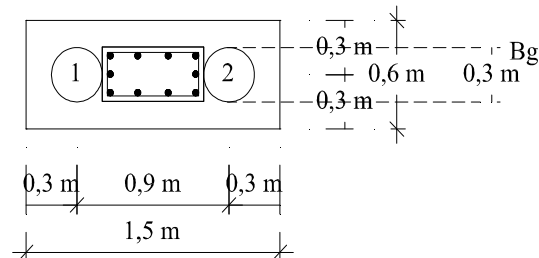
- Untuk kolom dengan type sedang,  $B_g = 1,5 \text{ m}$



**Gambar 4.24. Gambar Kelompok Tiang Type T3**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 1,3889 \cdot \sqrt{\frac{120}{30}} = 3,106 \text{ cm}$$

- Untuk kolom dengan type ringan,  $B_g = 2,778 \text{ m}$



**Gambar 4.25. Gambar Kelompok Tiang Type T4**

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 1,3889 \cdot \sqrt{\frac{30}{30}} = 1,3889 \text{ cm}$$

#### 4.2.6. Perhitungan Penulangan Pile Cap

##### 4.2.6.1. Perhitungan Penulangan Pile Cap Type T1 (12 tiang)

###### a. Data Perencanaan :

- Gaya Aksial ( $F_y$ ) = 235000 kg
- L = 3,3 meter
- B = 2,4 meter
- Tebal pile cap = 0,5 meter
- Selimut beton = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.7.1)
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 Mpa
- Mutu tulangan  $\longrightarrow f_y = 400 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 240 \text{ Mpa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

###### b. Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi)

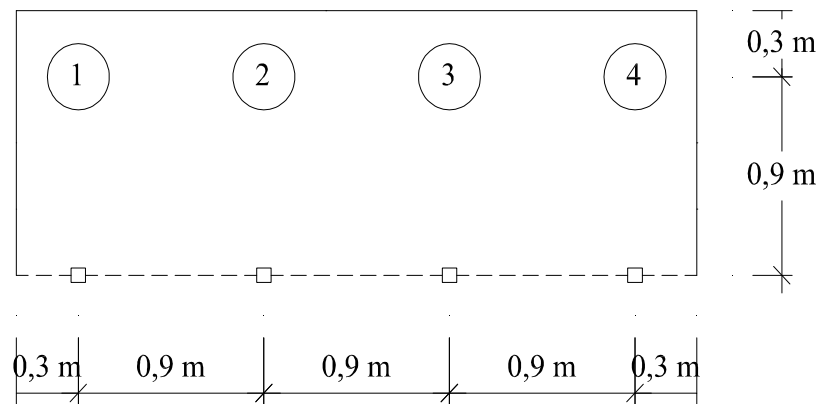
Tabel 4.6 Pelat : Stiglat/Wippel

y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$M_{ye}$	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

(sumber : Pelat, Stiglat/Wippel, Hal : 209)



Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :



Nilai P berturut-turut adalah :

$$P1 = 20672,183 \text{ kg}$$

$$P2 = 20704,776 \text{ kg}$$

$$P3 = 20737,369 \text{ kg}$$

$$P4 = 20769,961 \text{ kg}$$

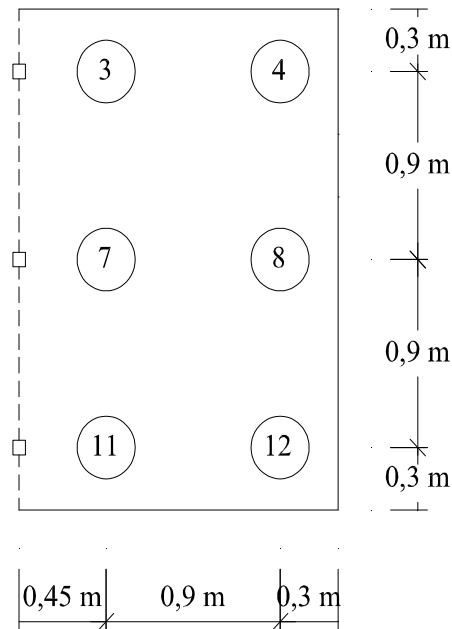
$$(y/L) = \frac{0,9}{0,9+0,3} = 0,75$$

Nilai  $m_y$  diperoleh dengan cara interpolasi

$$m_{y1}=m_{y2}=m_{y3}=m_{y4} = 0,09 - \frac{0,8-0,75}{0,8-0,7} \times (0,09 - 0,14) = 0,115$$

$$\begin{aligned} M_{xe1}=M_{xe2}=M_{xe3}=M_{xe4} &= (20672,183 \cdot 0,115) + (20704,776 \cdot 0,115) \\ &\quad + (20737,369 \cdot 0,115) + (20769,961 \cdot 0,115) \\ &= 2377,301 + 2381,049 + 2384,797 + 2388,546 \\ &= 9531,693 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :



Nilai P berturut-turut adalah :

$$P3 = 20737,369 \text{ kg}$$

$$P4 = 20769,961 \text{ kg}$$

$$P7 = 20731,730 \text{ kg}$$

$$P8 = 20764,322 \text{ kg}$$

$$P11 = 20726,091 \text{ kg}$$

$$P12 = 20758,683 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{xe3}=M_{xe4}=M_{xe7}=M_{xe8} &= (20737,369 \cdot 0,115) + (20769,961 \cdot 0,115) \\ =M_{xe11}=M_{xe12} &+ (20731,730 \cdot 0,115) + (20764,322 \cdot 0,115) \\ &+ ((20726,091 \cdot 0,115) + (20758,683 \cdot 0,115)) \\ &= 2384,797 + 2388,546 + 2384,149 \\ &+ 2387,897 + 2383,501 + 2387,249 \\ &= 14316,139 \text{ kgm} \end{aligned}$$

**c. Perhitungan penulangan pile cap arah x**

$$M_u = 9531,693 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{9531,693}{0,8} = 11914,616 \text{ kgm} = 11914,616 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d_x &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik} \times \\ &= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{11914,616 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 0,685 \text{ N/mm}^2 = 0,685 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0,685}{400}} \right]$$

$$= 0,0017$$

$$\rho_{perlu} = 0,0017 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$< \rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2 > \rho_{perlu} = 0,0017 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di gunakan  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2$

$$As \text{ perlu} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 417 = 1459,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1459,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,259 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$As \text{ ada} = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2$$

$$= 1608,495 \text{ mm}^2 > 1459,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$As \text{ tekan} = 20\% \cdot As \text{ perlu}$$

$$= 20\% \cdot 1459,5$$

$$= 291,9 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{291,9}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,717 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 291,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah x 4 D 10

#### d. Perhitungan penulangan pile cap arah y

$$M_u = 14316,139 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14316,139}{0,8} = 17895,174 \text{ kgm} = 17895,174 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$d_x = h - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \cdot \text{diameter tulangan tarik x}$$

$$= 500 - 75 - (1/2 \cdot 16) = 417 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{17895,174 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 1,029 \text{ N/mm}^2 = 1,029 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,029}{400}} \right] \\ &= 0,0026 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= 0,0026 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &< \rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2 > \rho_{perlu} = 0,0026 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di gunakan  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ m}$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 417 = 1459,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1459,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,259 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ ada} &= \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 1608,495 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 1459,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$A_s \text{ tekan} = 20\% \cdot A_s \text{ perlu}$$

$$= 20\% \cdot 1459,5$$

$$= 291,9 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{291,9}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,717 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

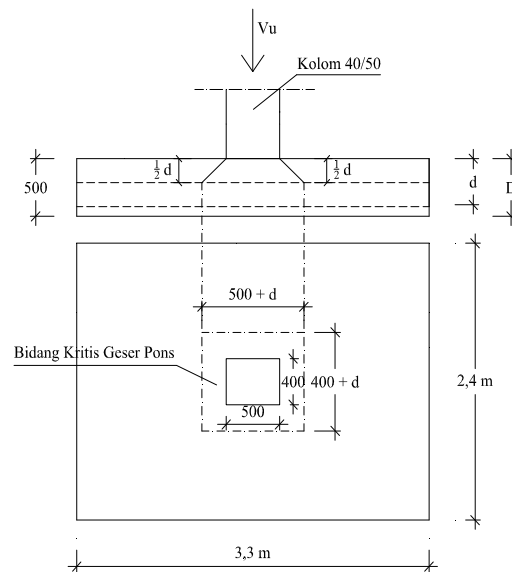
$$A_s \text{ ada} = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2$$

$$= 314,159 \text{ mm}^2 > A_s \text{ tekan} = 291,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah y 4 D 10

#### 4.2.6.2. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

Geser pons terhadap kolom



**Gambar 4.26 Skema geser pons terhadap kolom**

Dimensi kolom : 40 / 50

Tebal footing : 500 mm = 0,50 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 16 mm

Mutu beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa = 3 kg/mm<sup>2</sup>

Tinggi efektif (d) :  $500 - 75 - (1/2 \cdot 16) = 417 \text{ mm}$

Bidang kritis geser pons



$$b_{\text{kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{\text{kolom}} = 500 \text{ mm}$$

$$b' = 400 + 417 = 817 \text{ mm}$$

$$h' = 500 + 417 = 917 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons ( $b_o$ )

$$b_o = 2 \times (b' + h')$$

$$= 2 \times (817 + 917)$$

$$= 3468 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} V_c &= \left( \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \\ &= \left( \frac{\sqrt{3}}{3} \right) \times 3468 \times 417 \end{aligned}$$

$$= 834938,556 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 834938,556$$

$$= 500963,134 \text{ kg}$$

Maka  $V_u = 235000 \text{ kg} < \phi V_c = 500963,134 \text{ kg}$  **(ok)**

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

#### 4.2.6.3. Perhitungan Penulangan Pile Cap Untuk Type T2 (9 tiang)

**a. Data Perencanaan :**

- Gaya Aksial ( $F_y$ ) = 158000 kg
- L = 2,4 meter
- B = 2,4 meter
- Tebal pile cap = 0,5 meter
- Selimut beton = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.7.1)
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 Mpa
- Mutu tulangan  $\longrightarrow f_y = 400 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 240 \text{ Mpa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

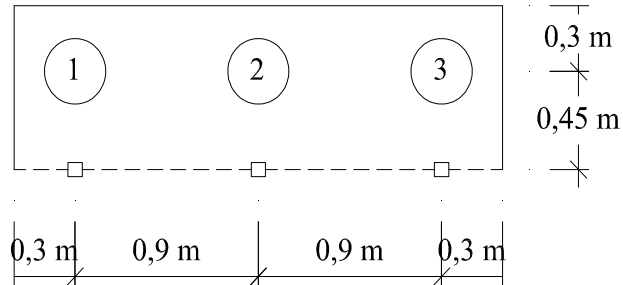
**b. Perhitungan Momen**

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.6 Pelat : Stiglet/Wipel

y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$M_{ye}$	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :



Nilai P berturut-turut adalah :

$$P1 = 18599,684 \text{ kg}$$

$$P2 = 18721,906 \text{ kg}$$

$$P3 = 18844,128 \text{ kg}$$

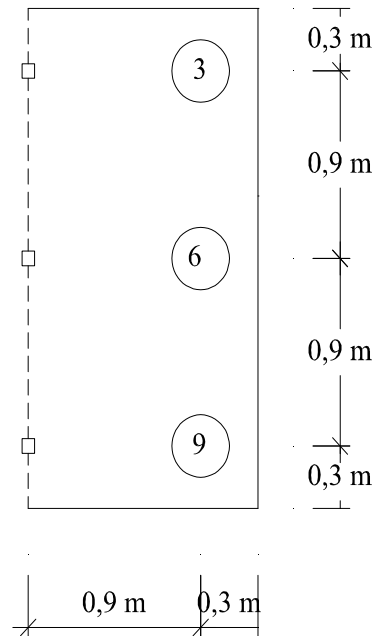
$$(y/L) = \frac{0,45}{0,45 + 0,3} = 0,1304$$

Nilai  $m_y$  diperoleh dengan cara interpolasi

$$m_{y1}=m_{y2}=m_{y3} = 0,30 - \frac{0,2 - 0,1304}{0,2 - 0,1} \times (0,30 - 0,31) = 0,307$$

$$\begin{aligned} M_{xe1}=M_{xe2}=M_{xe3} &= (18599,684 \cdot 0,307) + (18721,906 \cdot 0,307) \\ &\quad + (18844,128 \cdot 0,307) \\ &= 5710,092 + 5747,625 + 5785,147 \\ &= 17242,864 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :



Nilai P berturut-turut adalah :

$$P_3 = 18844,128 \text{ kg}$$

$$P_6 = 18776,844 \text{ kg}$$

$$P_9 = 18709,560 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{xe3} &= M_{xe6} = (18844,128 \cdot 0,307) + (18776,844 \cdot 0,307) + (18709,560 \\ &\quad \cdot 0,307) \\ &= 5785,147 + 5764,491 + 5743,835 \\ &= 17293,473 \text{ kgm} \end{aligned}$$

**c. Perhitungan penulangan pile cap arah x**

$$M_u = 17242,864 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{17242,864}{0,8} = 21553,580 \text{ kgm} = 215535,80 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d_x &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik} \\ &= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{215535,80 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 1,239 \text{ N/mm}^2 = 1,239 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,239}{400}} \right] \\ &= 0,0032 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= 0,0032 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &< \rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2 > \rho_{perlu} = 0,0032 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di gunakan  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 417 = 1459,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1459,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,259 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{As ada} &= \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 1608,495 \text{ mm}^2 > 1459,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})\end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \cdot \text{As perlu} \\ &= 20\% \cdot 1459,5 \\ &= 291,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{291,9}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,717 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 291,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah x 4 D 10

**d. Perhitungan penulangan pile cap arah y**

$$M_u = 17293,473 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{17293,473}{0,8} = 21616,841 \text{ kgm} = 216168,41 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d_x &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik} \\ &= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d x^2} = \frac{216168,41 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 1,243 \text{ N/mm}^2 = 1,243 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,243}{400}} \right] \\ &= 0,0032 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,0032 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &< \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Karena  $\rho_{\min} = 0,0035 \text{ mm}^2 > \rho_{\text{perlu}} = 0,0032 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di gunakan  $\rho_{\min} = 0,0035 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 417 = 1459,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1459,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,259 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 1608,143 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 1459,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah y 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \cdot \text{As perlu} \\ &= 20\% \cdot 1459,5 \\ &= 291,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{291,9}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,717 \sim 4 \text{ tulangan}$$

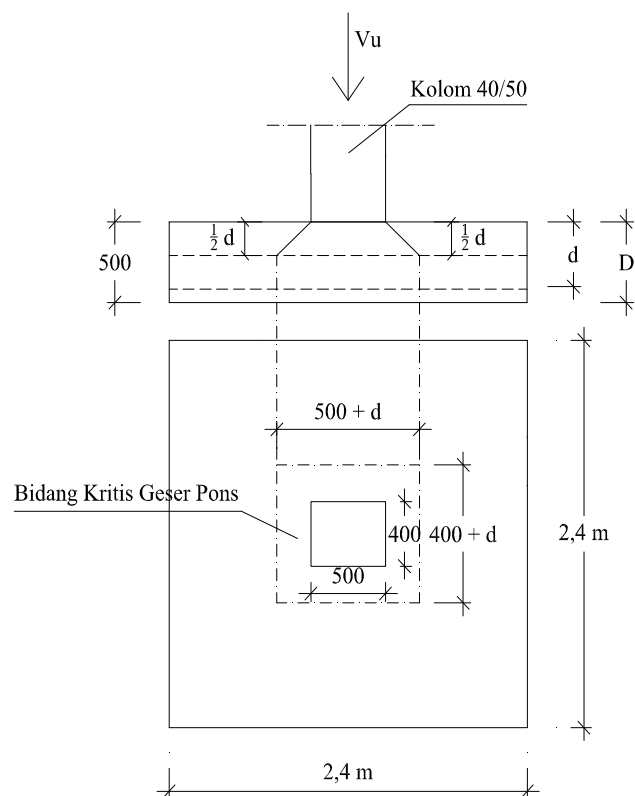
$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 291,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah y 4 D 10

#### 4.2.6.4. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

Geser pons terhadap kolom



**Gambar 4.30 Skema geser pons terhadap kolom**

Dimensi kolom : 40 / 50

Tebal footing : 500 mm = 0,50 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 16 mm

Mutu beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa = 3 kg/mm<sup>2</sup>

Tinggi efektif (d) :  $500 - 75 - (1/2 \cdot 16) = 417$  mm

Bidang kritis geser pons

$$b_{\text{kolom}} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{\text{kolom}} = 500 \text{ mm}$$

$$b' = 400 + 417 = 817 \text{ mm}$$

$$h' = 500 + 417 = 917 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons ( $b_o$ )

$$b_o = 2 \times (b' + h')$$

$$= 2 \times (817 + 917)$$

$$= 3468 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} V_c &= \left( \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \\ &= \left( \frac{\sqrt{3}}{3} \right) \times 3468 \times 417 \\ &= 834938,556 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 834938,556$$

$$= 500963,134 \text{ kg}$$

Maka  $V_u = 158000 \text{ kg} < \phi V_c = 500963,134 \text{ kg}$  **(ok)**

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

#### 4.2.6.5. Perhitungan Penulangan Pile Cap Untuk Type T3 (6 tiang)

##### e. Data Perencanaan :

- Gaya Aksial ( $F_y$ ) = 118000 kg
- L = 2,4 meter
- B = 1,5 meter
- Tebal pile cap = 0,5 meter
- Selimut beton = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.7.1)
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 Mpa
- Mutu tulangan  $\longrightarrow f_y = 400 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 240 \text{ Mpa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

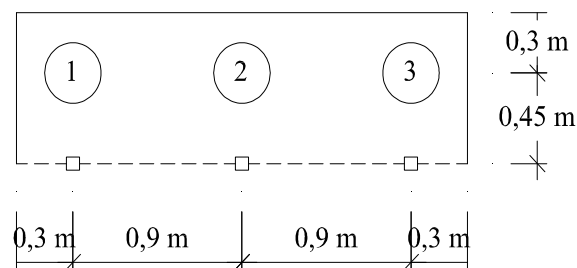
##### f. Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai  $M_y$  (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.6 Pelat : Stiglet/Wipel

y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M <sub>ye</sub>	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :



Nilai P berturut-turut adalah :

$$P1 = 18821,580 \text{ kg}$$

$$P2 = 21168,802 \text{ kg}$$

$$P3 = 23516,025 \text{ kg}$$

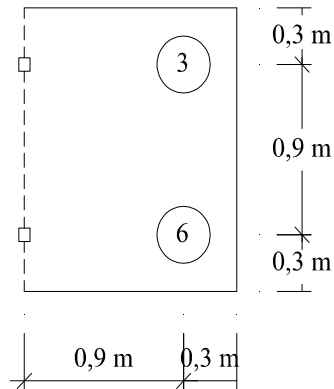
$$(y/L) = \frac{0,45}{0,45 + 0,3} = 0,1304$$

Nilai mye diperoleh dengan cara interpolasi

$$mye1=mye2=mye3 = 0,30 - \frac{0,2 - 0,1304}{0,2 - 0,1} \times (0,30 - 0,31) = 0,307$$

$$\begin{aligned} Mxe1=Mxe2=Mxe3 &= (18821,580 \cdot 0,307) + (21168,802 \cdot 0,307) \\ &\quad + (23516,025 \cdot 0,307) \\ &= 5778,225 + 6498,822 + 7219,419 \\ &= 19496,466 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :



Nilai P berturut-turut adalah :

$$P_3 = 23516,025 \text{ kg}$$

$$P_6 = 22577,753 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{xe3}=M_{xe6} &= (23516,025 \cdot 0,307) + (22577,753 \cdot 0,307) \\ &= 7219,419 + 6931,370 \\ &= 14150,789 \text{ kgm} \end{aligned}$$

#### g. Perhitungan penulangan pile cap arah x

$$M_u = 19496,466 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{19496,466}{0,8} = 24370,583 \text{ kgm} = 24370,583 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$d_x = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik } x$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d x^2} = \frac{24370,583 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 1,402 \text{ N/mm}^2 = 1,402 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,402}{400}} \right] \\ &= 0,0036 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= 0,0036 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &> \rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{\min} = 0,0035 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{perlu}} = 0,0036 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di gunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0036 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 417 = 1501,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1501,2}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,466 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 1608,495 \text{ mm}^2 > 1501,2 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \cdot \text{As perlu} \\ &= 20\% \cdot 1501,2 \\ &= 300,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{300,24}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,823 \sim 4 \text{ tulangan}$$



$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 300,24 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah x 4 D 10

#### **h. Perhitungan penulangan pile cap arah y**

$$M_u = 14150,789 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14150,789}{0,8} = 17688,486 \text{ kgm} = 17688,486 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d_x &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik} \\ &= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{17688,486 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 1,017 \text{ N/mm}^2 = 1,017 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,017}{400}} \right]$$

$$= 0,0026 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0026 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$< \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

Karena  $\rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ mm}^2 > \rho_{\text{perlu}} = 0,0026 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di

gunakan  $\rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ m}$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 417 = 1459,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1459,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,259 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 1608,495 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 1459,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah y 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned}
 \text{As tekan} &= 20\% \cdot \text{As perlu} \\
 &= 20\% \cdot 1459,5 \\
 &= 291,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{291,9}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,717 \sim 4 \text{ tulangan}$$

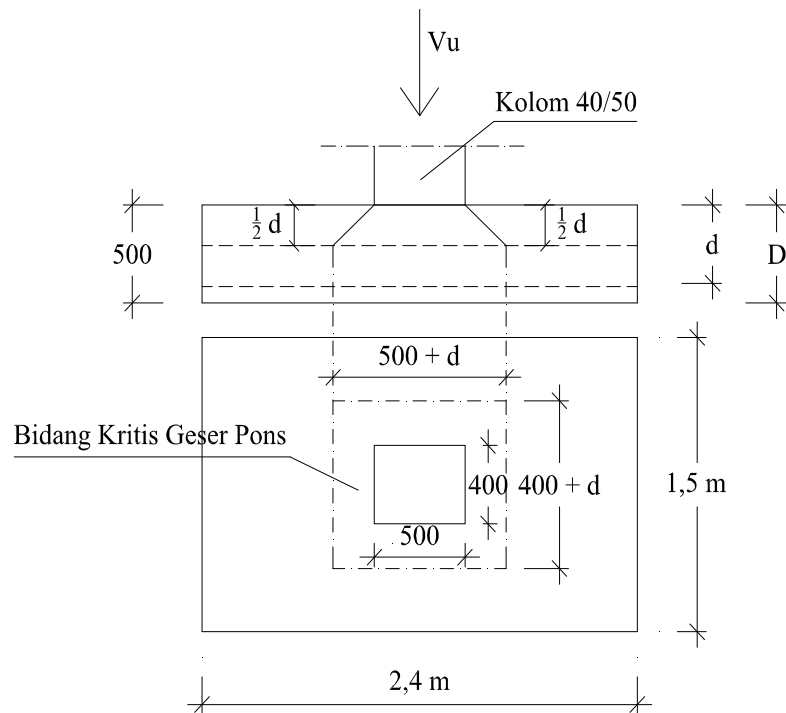
$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \\
 &= 314,159 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 291,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah y 4 D 10

#### 4.2.6.6. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

Geser pons terhadap kolom



**Gambar 4.30 Skema geser pons terhadap kolom**

Dimensi kolom : 40 / 50

Tebal footing : 500 mm = 0,50 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 16 mm

Mutu beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa = 3 kg/mm<sup>2</sup>

Tinggi efektif ( $d$ ) : 500 – 75 – ( $1/2 \cdot 16$ ) = 417 mm

Bidang kritis geser pons

$b_{\text{kolom}} = 400 \text{ mm}$

$$h_{\text{kolom}} = 500 \text{ mm}$$

$$b' = 400 + 417 = 817 \text{ mm}$$

$$h' = 500 + 417 = 917 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons ( $b_o$ )

$$b_o = 2 \times (b' + h')$$

$$= 2 \times (817 + 917)$$

$$= 3468 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$V_c = \left( \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d$$

$$= \left( \frac{\sqrt{3}}{3} \right) \times 3468 \times 417$$

$$= 834938,556 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 834938,556$$

$$= 500963,134 \text{ kg}$$

Maka  $V_u = 118000 \text{ kg} < \phi V_c = 500963,134 \text{ kg}$  **(ok)**

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

#### 4.2.6.7. Perhitungan Penulangan Pile Cap Untuk Type T4 (2 tiang)

**a. Data Perencanaan :**

- Gaya Aksial ( $F_y$ ) = 12800 kg
- L = 1,5 meter
- B = 0,6 meter
- Tebal pile cap = 0,5 meter
- Selimut beton = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.7.1)
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 Mpa
- Mutu tulangan  $\longrightarrow f_y = 400 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 240 \text{ Mpa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

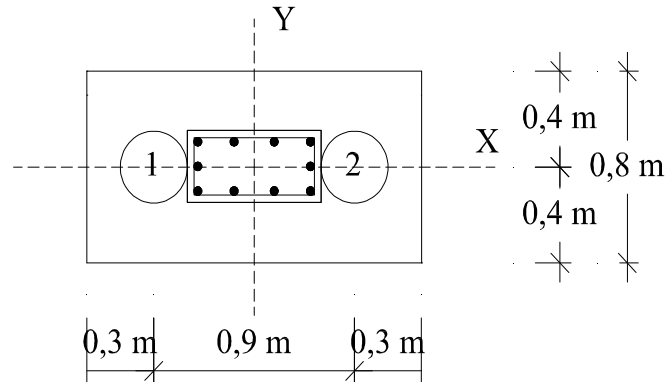
**b. Perhitungan Momen**

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.6 Pelat : Stiglet/Wipel

y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$M_{ye}$	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :



Nilai P berturut-turut adalah :

$$P1 = -16666,211 \text{ kg}$$

$$P2 = 31556,011 \text{ kg}$$

$$(y/L) = \frac{0,3}{0,3 + 0,3} = 0,5$$

Nilai mye diperoleh dengan cara interpolasi

$$mye1 = mye2 = 0,21$$

$$Mxe1 = Mxe2 = (-16666,211 \cdot 0,21) + (31556,011 \cdot 0,21)$$

$$= -3499,904 + 6693,028$$

$$= 3193,124 \text{ kgm}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang pancang :

Nilai P berturut-turut adalah :

$$P2 = 31556,011 \text{ kg}$$

$$m_{ye1} = 0,21$$

$$\begin{aligned} M_{xe1} &= (31556,011 \cdot 0,21) \\ &= 6693,028 \text{ kgm} \end{aligned}$$

**c. Perhitungan penulangan pile cap arah x**

$$M_u = 3193,124 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3193,124}{0,8} = 3991,405 \text{ kgm} = 3991,405 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d_x &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik} \\ &= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{3991,405 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 0,229 \text{ N/mm}^2 = 0,229 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$



$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0,217}{400}} \right]$$

$$= 0,0006 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0006 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$< \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

Karena  $\rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ mm}^2 > \rho_{\text{perlu}} = 0,0006 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di gunakan  $\rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 417 = 1459,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1459,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,259 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 1608,495 \text{ mm}^2 > 1459,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned}
 \text{As tekan} &= 20\% \cdot \text{As perlu} \\
 &= 20\% \cdot 1459,5 \\
 &= 291,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{291,9}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,717 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \\
 &= 314,159 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 291,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah x 4 D 10

#### d. Perhitungan penulangan pile cap arah y

$$\text{Mu} = 6693,028 \text{ kgm}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{6693,028}{0,8} = 8366,285 \text{ kgm} = 8366,285 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$dx = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik} \times$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot dx^2} = \frac{8366,285 \cdot 10^4}{1000 \cdot 417^2} = 0,473 \text{ N/mm}^2 = 0,473 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \cdot 0,85 \cdot \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0,473}{400}} \right] \\ &= 0,0012 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0012 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$< \rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ mm}^2 > \rho_{perlu} = 0,0012 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2$  maka di gunakan  $\rho_{min} = 0,0035 \text{ m}$

$$As \text{ perlu} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 417 = 1459,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 16

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1459,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 7,259 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} As \text{ ada} &= \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 1608,495 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 1459,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah y 8 D 16

Perhitungan tulangan tekan

$$As \text{ tekan} = 20\% \cdot As \text{ perlu}$$

$$= 20\% \cdot 1459,5$$

$$= 291,9 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ tekan}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{291,9}{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,717 \sim 4 \text{ tulangan}$$

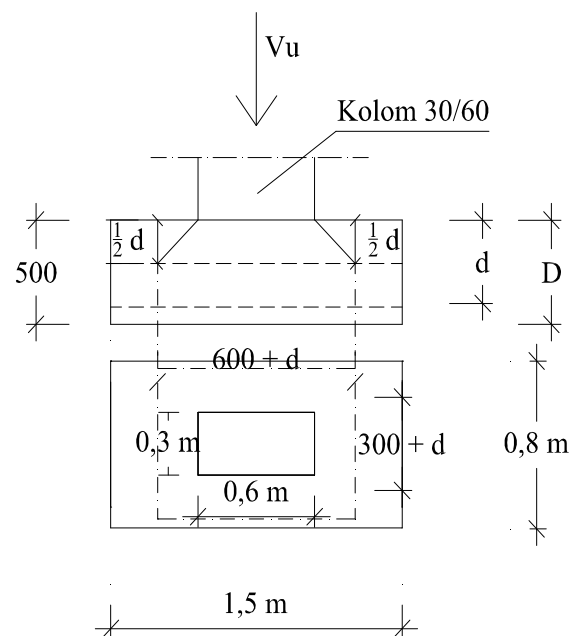
$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{250} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 314,159 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 291,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tekan arah y 4 D 10

#### 4.2.6.8. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

Geser pons terhadap kolom



**Gambar 4.31 Skema geser pons terhadap kolom**

Dimensi kolom : 30 / 60

Tebal footing : 500 mm = 0,50 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 16 mm

Mutu beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa = 3 kg/mm<sup>2</sup>

Tinggi efektif (d) :  $500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 16) = 417$  mm

Bidang kritis geser pons

$$b_{\text{kolom}} = 300 \text{ mm}$$

$$h_{\text{kolom}} = 600 \text{ mm}$$

$$b' = 300 + 417 = 717 \text{ mm}$$

$$h' = 600 + 417 = 1017 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons ( $b_o$ )

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times (b' + h') \\ &= 2 \times (717 + 1017) \\ &= 3468 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} V_c &= \left( \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \\ &= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 3468 \times 417 \\ &= 834938,556 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 834938,556$$

$$= 500963,134 \text{ kg}$$

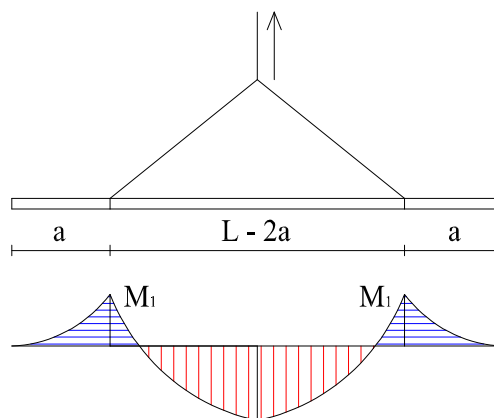
$$\text{Maka } V_u = 12800 \text{ kg} < \phi V_c = 500963,134 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

#### 4.2.7. Perhitungan Penulangan Tiang Pancang

Perhitungan penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan waktu pengangkatan.

##### a. Keadaan Dua Titik Angkat



**Gambar 4.32 Keadaan dua titik angkat dan momen yang ditimbulkan**

$$M_1 = 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$M_2 = 1/8 \cdot q \cdot (L - 2a)^2 - 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (l - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$4a^2 + 4al - l^2 = 0$$

$$q_{\text{tiang}} = 0,07 \cdot 2400$$

$$= 168 \text{ kg/m}$$

Dari persamaan kuadrat diperoleh :

$$a = 0,209 \cdot L$$

$$= 0,209 \cdot 3$$

$$= 0,627 \text{ m}$$

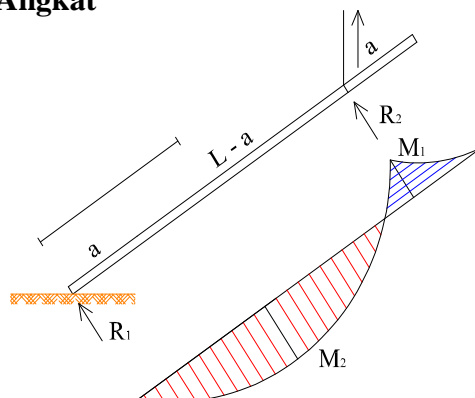
$$M_1 = M_2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 168 \cdot 0,627^2$$

$$= 33,023 \text{ kgm}$$

**b. Keadaan Satu Titik Angkat**



**Gambar 4.33 Keadaan satu titik angkat dan momen yang ditimbulkan**



$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot (1-a) - \frac{q \cdot a^2}{2-(1-a)}$$

$$= \frac{q \cdot (1-a)}{2} - \frac{q \cdot a^2}{2(1-a)}$$

$$= \frac{q \cdot 1^2 - (2 \cdot q \cdot a \cdot 1)}{2(1-a)}$$

$$m_x = R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2$$

Syarat ekstrim :

$$\frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{1^2 - (2 \cdot a \cdot 1)}{2(1-a)}$$

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \cdot \frac{1^2 - (2 \cdot a \cdot 1)}{2(1-a)} - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left( \frac{1^2 - (2 \cdot a \cdot 1)}{2(1-a)} \right)^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left( \frac{1^2 - (2 \cdot a \cdot 1)}{2(1-a)} \right)^2$$

$$M_1 = M_2 \dots \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left( \frac{l^2 - (2 \cdot a \cdot l)}{2(1-a)} \right)^2$$

$$a = \frac{l^2 - (2 \cdot a \cdot l)}{2(1-a)}$$

$$2a^2 - 4al + l^2 = 0$$

Dari persamaan kuadrat diperoleh :

$$a = 0,29 \cdot l = 0,29 \cdot 3 = 0,87 \text{ m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot 168 \cdot 0,87^2 = 63,579 \text{ kgm}$$

Jadi digunakan momen yang terbesar dari kedua kondisi diatas, yaitu kondisi satu titik angkat sebesar 63,579 kgm

### c. Penulangan Tiang Pancang

Perhitungan pondasi tiang pancang di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

- Data Perencanaan :

$$M_u = 63,579 \text{ kgm}$$

$$P_u = 31556,011 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu Beton (f}'_c) = 40 \text{ Mpa} = 4,079 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Mutu Baja (f}_y) = 240 \text{ Mpa} = 24,473 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_y = f_y/E_s = 240/200000 = 0,0012$$

$$\text{Dimensi tiang} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/cm}^3$$

$$\phi \text{ tulangan} = 14 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ sengkang} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

- Tebal efektif selimut beton

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan pokok} \\ &= 50 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 14 \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{efektif}} &= d_{\text{tiang}} - (2 \times 64) \\ &= 300 - (2 \times 64) = 172 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas penampang tiang pancang

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 300^2 \\ &= 70685,835 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan penampang baja ( $A_{st}$ )

Luas penampang tulangan baja disyaratkan minimum 1% dari luas penampang tiang. Dalam perencanaan digunakan 2% dari luas penampang tiang.

$$\begin{aligned} - A_{st} &= 2\% \cdot A_g \\ &= 2\% \cdot 70685,835 = 1413,717 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} \\
 &= \frac{1413,717}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2} \\
 &= 12,5 \approx 14 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_{sada} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 14 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\
 &= 1583,363 \text{ mm}^2 > A_{st} = 1210,575 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_s = A_{s'} &= A_{st}/2 \\
 &= 1210,575/2 = 1060,288 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\pi \cdot d_{efektif}}{s} \\
 &= \frac{\pi \cdot 172}{14} = 38,597 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Analisa Kolom Bundar

Metode analisis untuk kolom bundar adalah dengan mentransformasikan kolom bundar menjadi kolom segiempat ekuivalen.

$$\begin{aligned}
 - \text{Tebal penampang segiempat ekuivalen} &= 0,8 \cdot d_{tiang} \\
 &= 0,8 \cdot 300 \\
 &= 240 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

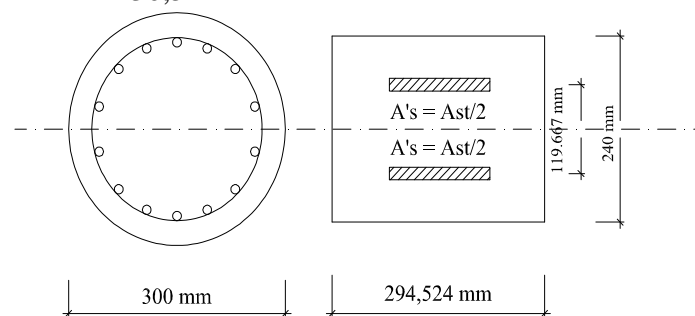
$$\begin{aligned}
 - \text{ Lebar penampang segiempat ekivalen} &= \frac{\pi/4 \cdot 300^2}{240} \\
 &= 294,524 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned}
 d - d' &= 2/3 \cdot d_{\text{efektif}} \\
 &= 2/3 \cdot 172 = 114,667 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi kolom terluar

$$\begin{aligned}
 d &= \text{Lebar penampang segiempat ekivalen} - d' \\
 &= 294,524 - 64 \\
 &= 230,524 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



**Gambar 4.34 Gambar penampang segiempat ekivalen**

- Tinggi sumbu netral pada kondisi seimbang

$$\begin{aligned}
 c_b &= \frac{600 \times d}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 230,524}{600 + 240} \\
 &= 164,66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a) Tinjauan beban sentris

$$\begin{aligned} P_o &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \\ &= 0,85 \cdot 4,079 \cdot (70685,835 - 1413,717) + 1413,717 \cdot 24,473 \\ &= 274774,720 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot P_o = 0,70 \cdot 274774,720 = 192342,304 \text{ kg}$$

$$P_{n,max} = 0,85 \cdot P_o = 0,85 \cdot 274774,720 = 233558,512 \text{ kg}$$

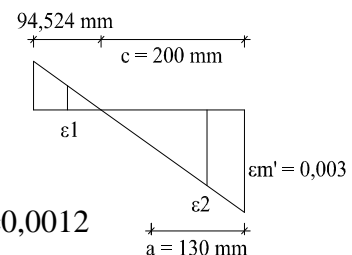
$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,70 \cdot 233558,512 = 163490,958 \text{ kg}$$

b) Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika  $c > c_b$ )

Diambil  $c = 200 \text{ mm}$  ( $> c_b$ )

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,65 \cdot 200 = 130 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{94,524 - 64}{200} \cdot 0,003 = 0,000458 < \epsilon_y = 0,0012$$



sehingga diperoleh:

$$f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 0,000458 \cdot 20394,324 = 9,341 \text{ kg/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{200 - 64}{200} \cdot 0,003 = 0,00204 > \epsilon_y = 0,0012, \text{ sehingga}$$

$$f_2' = f_y = 24,473 \text{ kg/mm}^2$$

Gaya (kg)		Lengan ke pusat (m)		Momen (kgm)
-T1 = -1060,288 · 9,341 =	-9904,150	-Z1 = (0,24/2 - 0,064) =	-0,056	554,632
Cc = 0,85 · 4,079 · 130 · 294,524 =	132750,655	Zc = (0,24 - 0,13)/2 =	0,055	7301,286
C2 = 1060,288 · 24,473 =	25948,428	ZZ' = (0,24/2 - 0,064) =	0,056	1453,112
Σ Pn =	148794,933			ΣMn = 9309,030

$$\phi \cdot P_n = 0,70 \cdot 148794,933 = 104156,453 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,70 \cdot 9309,030 = 6516,321 \text{ kgm}$$

c) Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi jika  $c_b = 164,66 \text{ mm}$ )

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,65 \cdot 164,66 = 107,029 \text{ mm}$$

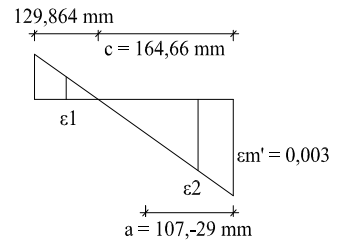
$$\epsilon_1 = \frac{129,864 - 64}{164,66} \cdot 0,003 = 0,0012 = \epsilon_y = 0,0012$$

sehingga diperoleh:

$$f_1 = f_y = 24,473 \text{ kg/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{164,66 - 64}{164,66} \cdot 0,003 = 0,00183 > \epsilon_y = 0,0012, \text{ sehingga}$$

$$f_2' = f_y = 24,473 \text{ kg/mm}^2$$



Gaya (kg)		Lengan ke pusat (m)		Momen (kgm)
-T1= -1060,288 · 9,341 =	-25948,428	-Z1 = (0,24/2 - 0,064) =	-0,056	1453,112
Cc = 0,85 · 4,079 · 130 · 294,524 =	109293,614	Zc = (0,24 - 0,13)/2 =	0,066	7266,441
C2 = 1060,288 · 24,473 =	25948,428	ZZ' = (0,24/2 - 0,064) =	0,056	1453,112
Σ Pn =	109293,614			ΣMn= 10172,665

$$\phi \cdot P_{nb} = 0,70 \cdot 109293,614 = 76505,530 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot M_{nb} = 0,70 \cdot 10172,665 = 7120,865 \text{ kgm}$$

d) Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi jika  $c < c_b$ )

Diambil  $c = 120 \text{ mm}$  ( $< c_b$ )

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,65 \cdot 120 = 78 \text{ mm}$$

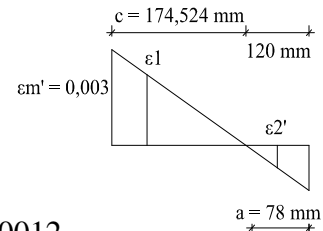
$$\epsilon_1 = \frac{174,524 - 64}{120} \cdot 0,003 = 0,0028 > \epsilon_y = 0,0012$$

sehingga diperoleh:

$$f_1 = f_y = 24,473 \text{ kg/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{120 - 64}{120} \cdot 0,003 = 0,0014 > \epsilon_y = 0,0012, \text{ sehingga}$$

$$f_2' = f_y = 24,473 \text{ kg/mm}^2$$



Gaya (kg)	Lengan ke pusat (m)		Momen (kgm)	
-T1 = -1060,288 · 9,341 =	-25948,428	-Z1 = (0,24/2 - 0,064) =	-0,056	1453,112
Cc = 0,85 · 4,079 · 130 · 294,524 =	79650,393	Zc = (0,24 - 0,13)/2 =	0,081	6451,682
C2 = 1060,288 · 24,473 =	25948,428	Z2' = (0,24/2 - 0,064) =	0,056	1453,112
Σ Pn =	79650,393		Σ Mn =	9357,906

$$\phi \cdot P_n = 0,70 \cdot 79650,393 = 55755,275 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,70 \cdot 9357,906 = 6550,534 \text{ kgm}$$

batas struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur , pada :

$$P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 4,079 \cdot 294,524 \cdot 240 = 28832,722 \text{ kg}$$

$$P_{u\phi} = \phi \cdot P_{nb} = 76505,530 \text{ kg}$$

Dipilih yang terkecil, yaitu  $P_{u\phi} = 28832,722 \text{ kg}$

e) Tinjauan keadaan beban  $P = 0$

Pada keadaan ini dihitung seperti balok. Karena luas tulangan tekan dan tulangan tarik sama  $A_s = A_s'$ , maka tulangan tekan pasti belum leleh.

$$p = \frac{600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 1060,288 - 1060,288 \cdot 24,473}{1,7 \cdot 4,079 \cdot 294,524}$$

$$= 298,79$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_s' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,65 \cdot 1060,288 \cdot 64}{0,85 \cdot 4,079 \cdot 294,524}$$

$$= 25916,426$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = \sqrt{298,79^2 + 25916,426} - 298,79$$

$$= 40,609 \text{ mm}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left( \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) = 600 \cdot \left( \frac{40,609 - 0,65 \cdot 64}{40,609} \right)$$

$$= -14,642 \text{ kg/mm}^2$$

Karena  $f_2' < 0$ , maka dipakai  $f_2' = 0$  dan  $M_{ns} = 0$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns}$$



$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d-a/2) + 0$$

$$= 0,85 \cdot 4,079 \cdot 40,609 \cdot 294,524 \cdot (230,524 - 40,609/2) + 0$$

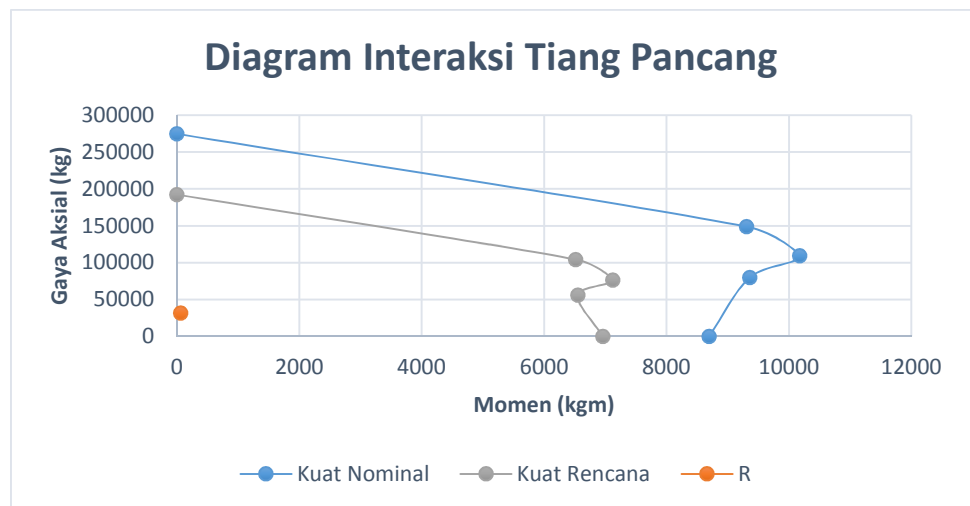
$$= 8695703,578 \text{ kgmm} = 8695,704 \text{ kgm}$$

$$\text{Nilai kuat rencana : } \phi = 0,70 \quad \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 8695,704$$

$$= 6086,993 \text{ kgm}$$

$$\phi = 0,80 \quad \phi \cdot M_n = 0,80 \cdot 8695,704$$

$$= 6956,563 \text{ kgm}$$



Dari diagram interaksi diatas ternyata titik R dengan  $M_u = 63,579 \text{ kgm}$

dan  $P_u = 31556,011 \text{ kg}$  berada di dalam diagram interaksi kuat rencana.

Jadi tiang pancang mampu bekerja terhadap beban yang bekerja padanya.

Sedangkan untuk lentur murni  $M_u = 63,579 \text{ kgm} < M_n = 8695,704 \text{ kgm}$ , maka tiang mampu bekerja terhadap momen akibat pengangkatan.

- Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan tulangan spiral  $\varnothing 8 \text{ mm}$

$$A_s \text{ Spiral} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2$$

$$= 50,266 \text{ mm}^2$$

$$A_c = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{efektif}}^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 172^2$$

$$= 23235,219 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f'_c}{f_y} \right]$$

$$= 0,45 \times \left[ \frac{70685,835}{23235,219} - 1 \right] \times \left[ \frac{40}{240} \right]$$

$$= 0,153$$

Jarak antar sengkang spiral (pitch)

$$S = \frac{A_{\text{spiral}} \times \pi \times (D_{\text{efektif}} - d)}{(\pi / 4) \times D_{\text{efektif}}^2 \times \rho_s}$$

$$= \frac{50,266 \times \pi \times (172 - 8)}{(\pi / 4) \times 172^2 \times 0,153}$$

$$= 7,285 \text{ mm tidak memenuhi, maka digunakan } 50 \text{ mm (SNI 03 2847}$$

2002).

Maka digunakan tulangan pokok 14 Ø 12 dan tulangan spiral Ø 8 – 50

## BAB V

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1. Kesimpulan

Dari perhitungan perencanaan pondasi, dapat disimpulkan bahwa :

1. Daya dukung tiang pancang pada kedalam 3,8 m dengan  $q_c = 150 \text{ kg/cm}^2$  sebesar  $Q_{\text{tiang}} = 39125,359 \text{ kg}$ , sehingga untuk kolom berat (T1) menggunakan 12 buah tiang pancang, kolom sedang (T3) 6 buah tiang pancang, kolom ringan (T4) 2 buah tiang pancang. Sedangkan untuk tipe tiang pancang tambahan (T2) diperoleh 9 buah tiang pancang.
2. Penurunan untuk masing-masing kelompok tiang adalah, untuk pondasi type T1 (12 tiang)  $S_g = 3,675 \text{ cm}$ , untuk pondasi type T2 (9 tiang)  $S_g = 3,675 \text{ cm}$ , untuk pondasi type T3 (6 tiang)  $S_g = 3,106 \text{ cm}$ , dan untuk pondasi type T4 (2 tiang)  $S_g = 1,3889 \text{ cm}$ .
3. Penulangan untuk semua pile cap, baik untuk pondasi type T1 (12 tiang), type T2 (9 tiang), type T3 (6 tiang), dan type T4 (2 tiang) menggunakan tulangan tarik D16-125 dan tulangan tekan D10-250.
4. Penulangan untuk tiang pancang digunakan tulangan pokok 14  $\emptyset 12$  dan tulangan spiral  $\emptyset 8 - 50$

#### 5.2. Saran

Dalam perhitungan penulangan pile cap, digunakan  $\rho_{\min}$  dimana hal ini mengindikasikan bahwa perencanaan pile cap boros. Oleh karena itu kemungkinan mengurangi tebal pile cap dapat dilakukan dalam perencanaan.

## DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, JE. 1992. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- DPU. SNI 03-1726-2002. *Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktural Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- DPU. SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 1*. Beta Offset: Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Beta Offset: Yogyakarta.
- Leonards. 1962. *Foundation Engineering*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- Nasution, A. 2009. *Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang*. Institut Teknologi Bandung: Bandung
- Nawy, E.G. 2010. *Beton Bertulang – Suatu Pendekatan Dasar, terjemahan Bambang Suryoatmono*. Refika Aditama : Bandung
- Pamungkas, A., dan Erni, H. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Andy Offset: Yogyakarta
- Peck, R.B., W.E. Hanson., T.H. Thornburn. 1966. *Teknik Pondasi*. Gadjah Mada University: Yogyakarta.
- Rahardjo, P.P. 2005. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, Geotechnical Engineering Center Universitas Katolik Parahyangan: Bandung.
- Sardjono, H.S. 2011. *Analisis dan Perancangan Pondasi II*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Sardjono, H.S. 1984. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Sardjono, H.S. 1984. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 2*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Stiglat, K. dan Wippel, H. 1989. *Pelat Edisi 3*. Erlangga: Jakarta.
- Tomlinson, M.J. 1977. *Pile Design and Construction Pile*. Viewpoint Publications: London.
- Wesley, L.D. 1977. *Mekanika Tanah*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*.



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

1

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	23-Jan-14		

Structure Type	SPACE FRAME
----------------	-------------

Number of Nodes	414	Highest Node	414
Number of Elements	780	Highest Beam	780

Number of Basic Load Cases	3
Number of Combination Load Cases	6

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Primary	1	BEBAN MATI
Primary	2	BEBAN HIDUP
Primary	3	BEBAN GEMPA
Combination	4	KOMBINASI 1
Combination	5	KOMBINASI 2
Combination	6	KOMBINASI 3
Combination	7	KOMBINASI 4
Combination	8	KOMBINASI 5
Combination	9	KOMBINASI 6

## Materials

Mat	Name	E (kN/mm <sup>2</sup> )	v	Density (kg/m <sup>3</sup> )	α (1/°K)
1	STEEL	205.000	0.300	7.83E 3	12E -6
2	ALUMINUM	68.948	0.330	2.71E 3	23E -6
3	CONCRETE	21.718	0.170	2.4E 3	10E -6



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

2

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Supports

Node	X (kN/mm)	Y (kN/mm)	Z (kN/mm)	rX (kN·m/deg)	rY (kN·m/deg)	rZ (kN·m/deg)
1	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
2	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
3	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
4	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
5	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
6	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
7	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
8	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
9	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
10	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
11	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
12	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
13	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
14	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
15	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
16	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
17	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
18	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
19	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
20	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
21	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
22	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
23	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
24	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
25	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed

## Basic Load Cases

Number	Name
1	BEBAN MATI
2	BEBAN HIDUP
3	BEBAN GEMPA



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

3

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Combination Load Cases

Comb.	Combination L/C Name	Primary	Primary L/C Name	Factor
4	KOMBINASI 1	1	BEBAN MATI	1.40
5	KOMBINASI 2	1	BEBAN MATI	1.20
		2	BEBAN HIDUP	1.60
6	KOMBINASI 3	1	BEBAN MATI	1.20
		2	BEBAN HIDUP	1.00
		3	BEBAN GEMPA	1.00
7	KOMBINASI 4	1	BEBAN MATI	1.20
		2	BEBAN HIDUP	1.00
		3	BEBAN GEMPA	-1.00
8	KOMBINASI 5	1	BEBAN MATI	0.90
		3	BEBAN GEMPA	1.00
9	KOMBINASI 6	1	BEBAN MATI	0.90
		3	BEBAN GEMPA	-1.00



NODE NUMBERS (Input data was modified after picture taken)



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

4

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## **Fy Komb 1 (1,4D)**

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317

## **Fy Komb 2 (1,2D+1,6L)**

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543





Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

5

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Fy Komb 2 (1,2D+1,6L) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401

## Fy Komb 3 (1,2+1L+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

6

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Fy Komb 4 (1,2+1L-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3

### Fy Komb 5 (0,9D+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

7

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Fy Komb 5 (0,9D+1E) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3

## Fy Komb 6 (0,9D-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

8

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mx Komb 1 (1,4D)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103

## Mx Komb 2 (1,2D+1,6L)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

9

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mx Komb 2 (1,2D+1,6L) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060

## Mx Komb 3 (1,2+1L+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

10

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mx Komb 4 (1,2+1L-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3

## Mx Komb 5 (0,9D+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

11

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mx Komb 5 (0,9D+1E) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3

## Mx Komb 6 (0,9D-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

12

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mz Komb 1 (1,4D)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3

## Mz Komb 2 (1,2D+1,6L)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606





Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

13

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mz Komb 2 (1,2D+1,6L) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3

## Mz Komb 3 (1,2+1L+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

14

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mz Komb 4 (1,2+1L-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3

## Mz Komb 5 (0,9D+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

15

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Mz Komb 5 (0,9D+1E) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3

## Mz Komb 6 (0,9D-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

1

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	23-Jan-14		

**Structure Type** SPACE FRAME

Number of Nodes	414	Highest Node	414
Number of Elements	780	Highest Beam	780

Number of Basic Load Cases	3
Number of Combination Load Cases	6

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Primary	1	BEBAN MATI
Primary	2	BEBAN HIDUP
Primary	3	BEBAN GEMPA
Combination	4	KOMBINASI 1
Combination	5	KOMBINASI 2
Combination	6	KOMBINASI 3
Combination	7	KOMBINASI 4
Combination	8	KOMBINASI 5
Combination	9	KOMBINASI 6

## ALL FY

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

2

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL FY Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

3

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL FY Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

4

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL FY Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

5

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mx

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847





Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

6

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mx Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

7

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mx Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

8

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mx Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3

## ALL Mz

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

9

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mz Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

10

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mz Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

11

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

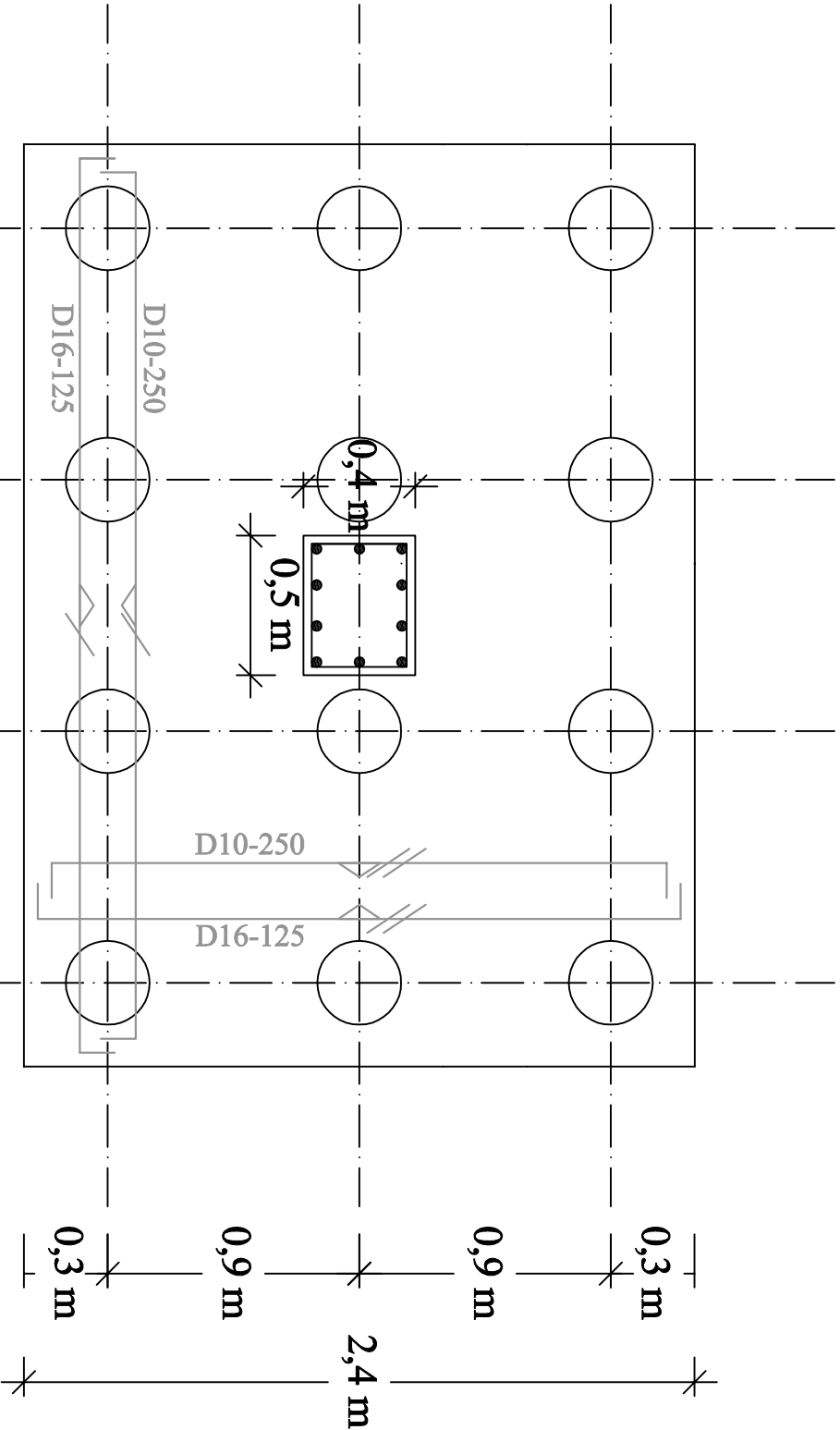
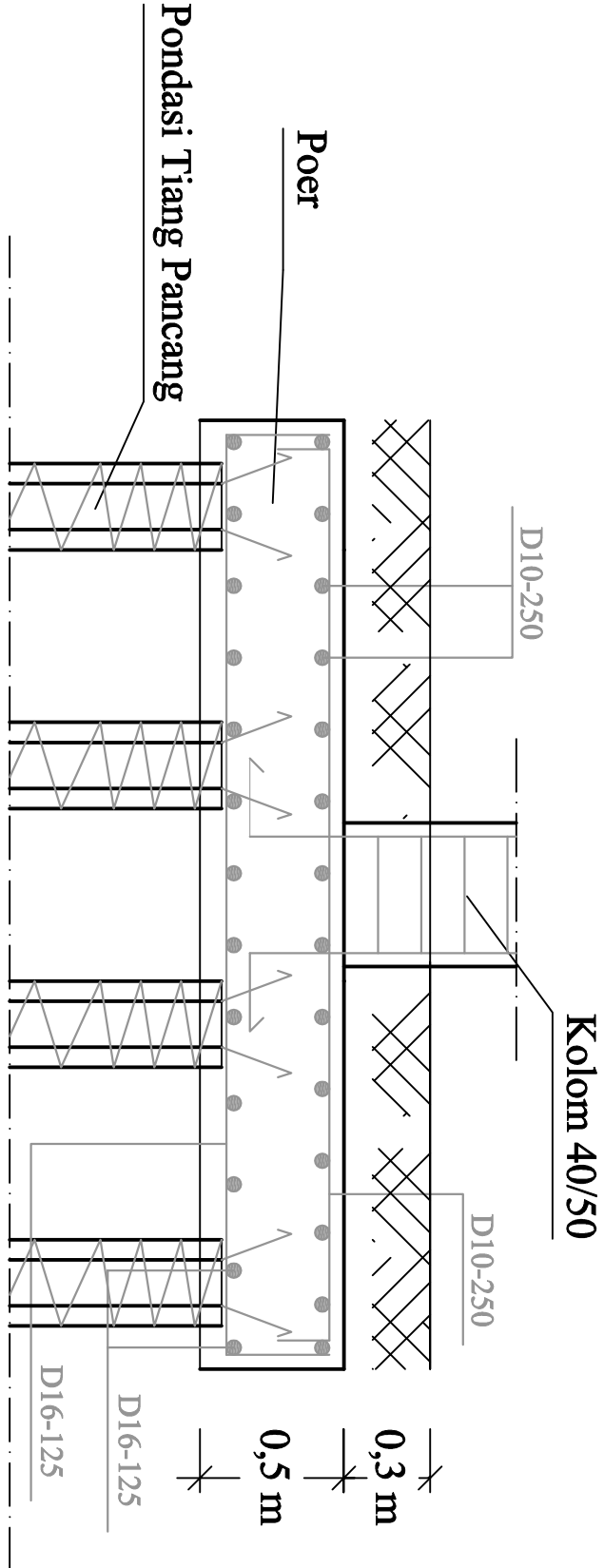
Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mz Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

JUDUL :

GAMBAR PENULANGAN PONDASI

SKALA 1:25

Diperiksa :

Dosen Pembimbing I

Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Dosen Pembimbing II

Ir. Munasih, MT.

Nama :

Hadi Wira Nasarani

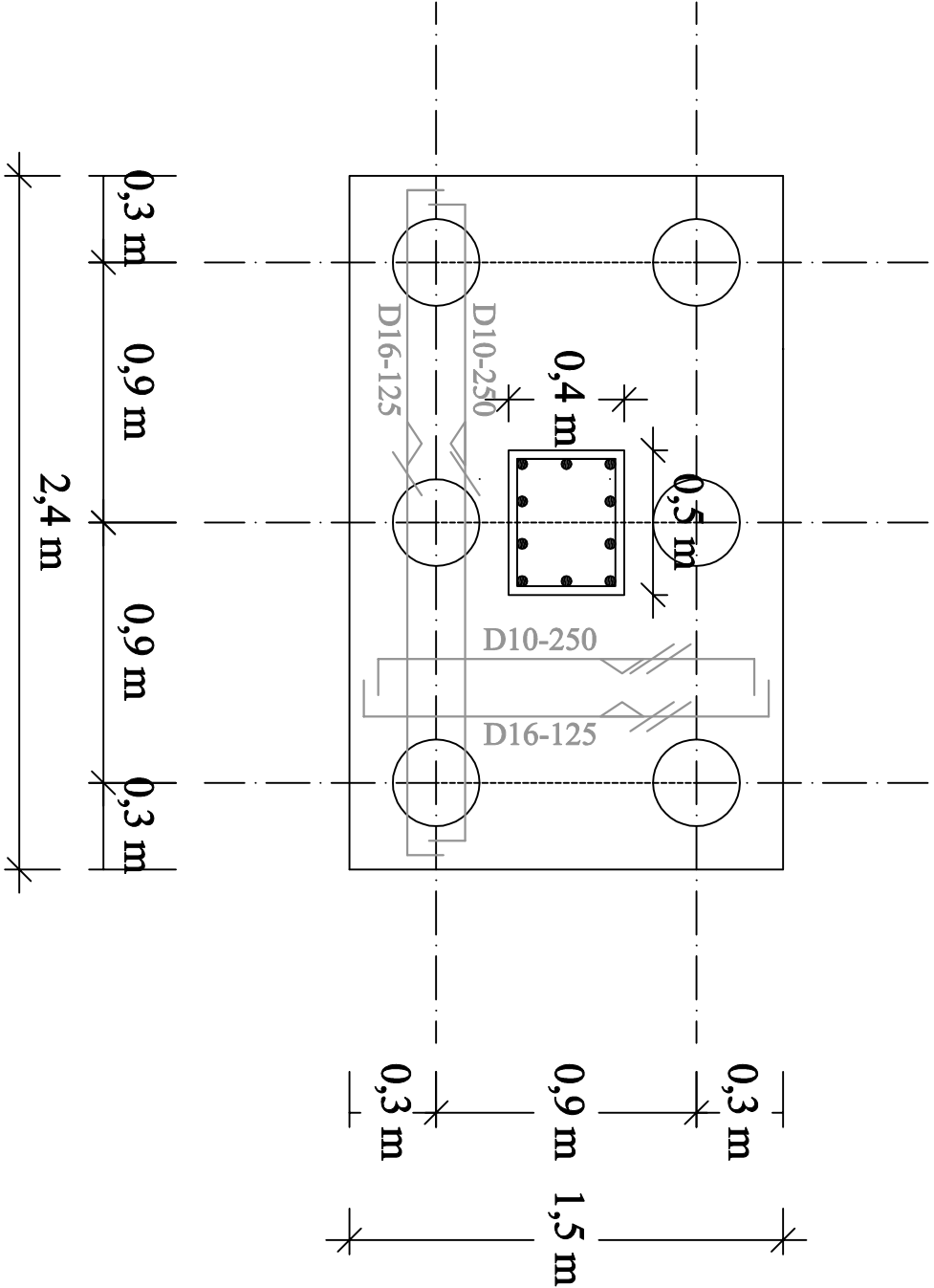
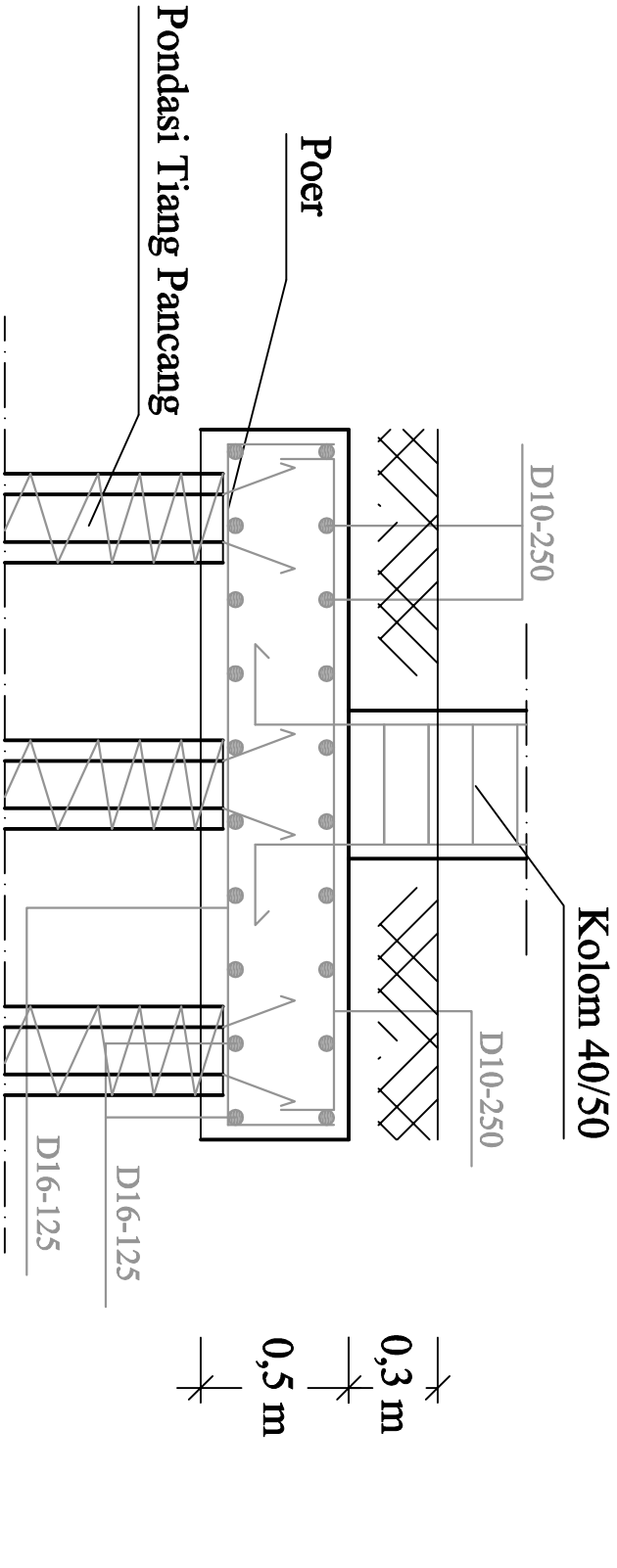
NIM

08.21.049

Detail Penulangan Pile Cap Type T1  
(12 Tiang Pancang)

Skala 1 : 25





FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

JUDUL :

GAMBAR PENULANGAN PONDASI

SKALA 1:25

Diperiksa :

Dosen Pembimbing I

Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Dosen Pembimbing II

Ir. Munasih, MT.

Nama :  
Hadi Wira Nasarani

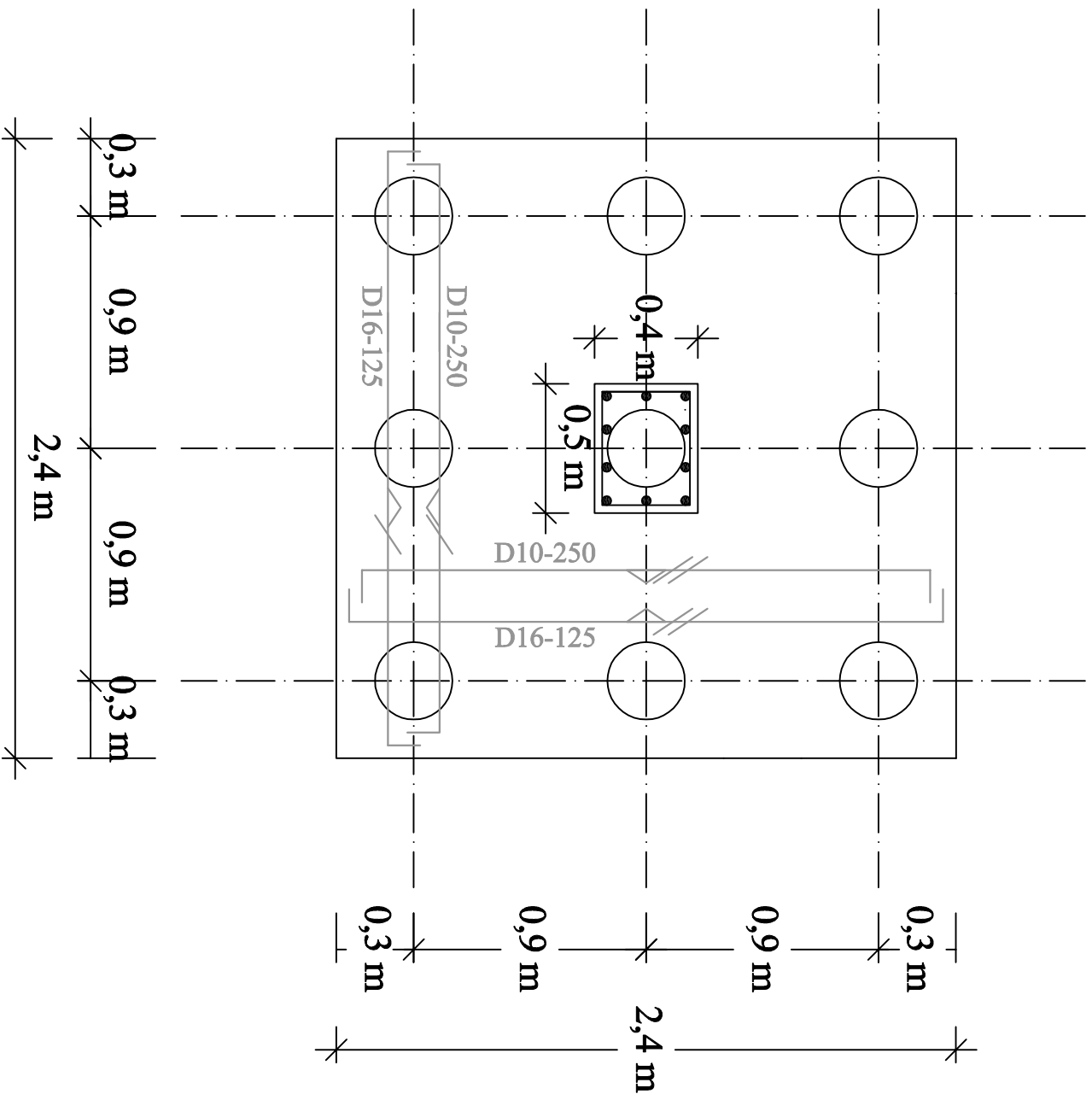
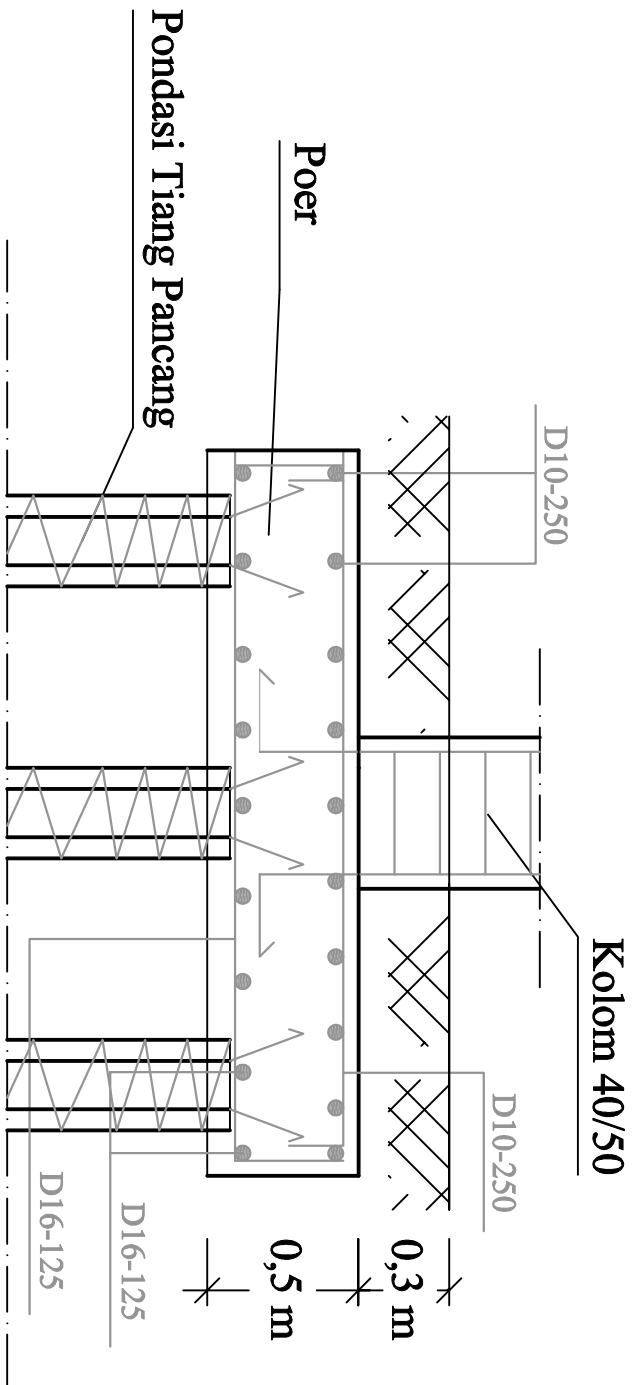
Detail Penulangan Pile Cap Type T3  
(6 Tiang Pancang)



Skala 1 : 25

NIM  
08.21.049





FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

JUDUL :

GAMBAR PENULANGAN PONDASI

SKALA 1:25

Diperiksa :

Dosen Pembimbing I

Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Dosen Pembimbing II

Ir. Munasih, MT.

Nama :  
Hadi Wira Nasarani

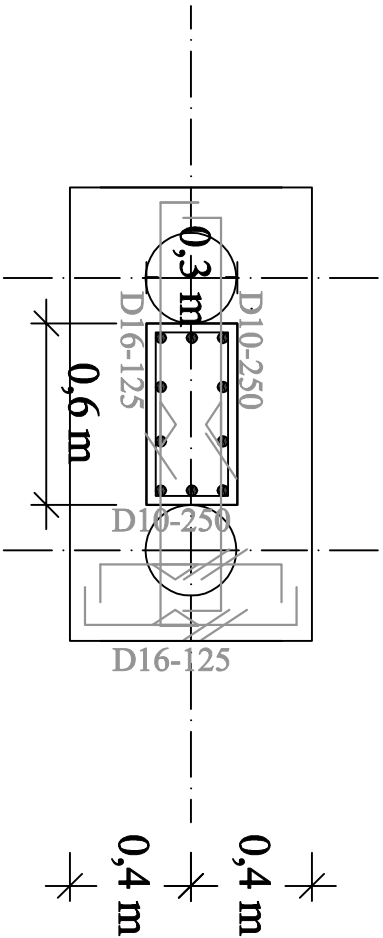
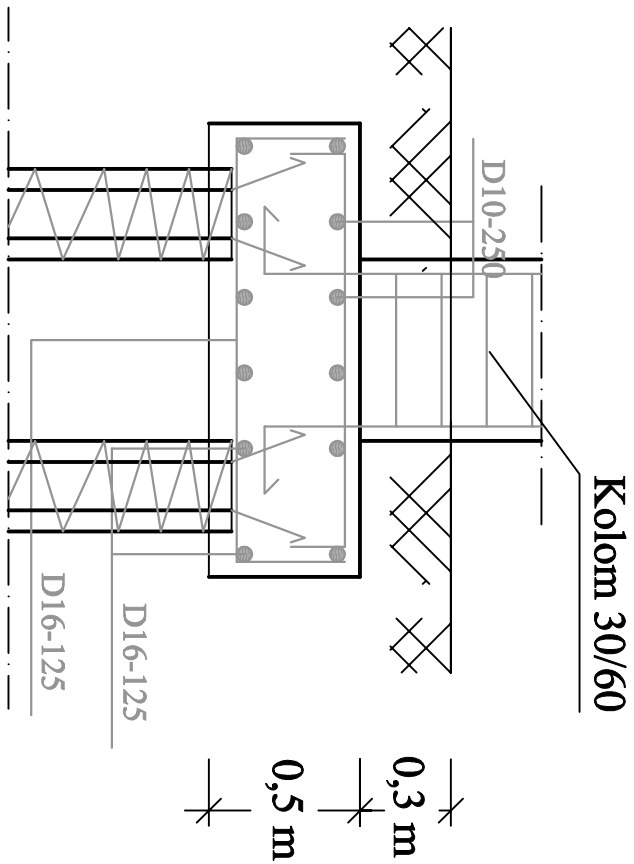
NIM

08.21.049

Detail Penulangan Pile Cap Type T2  
(9 Tiang Pancang)

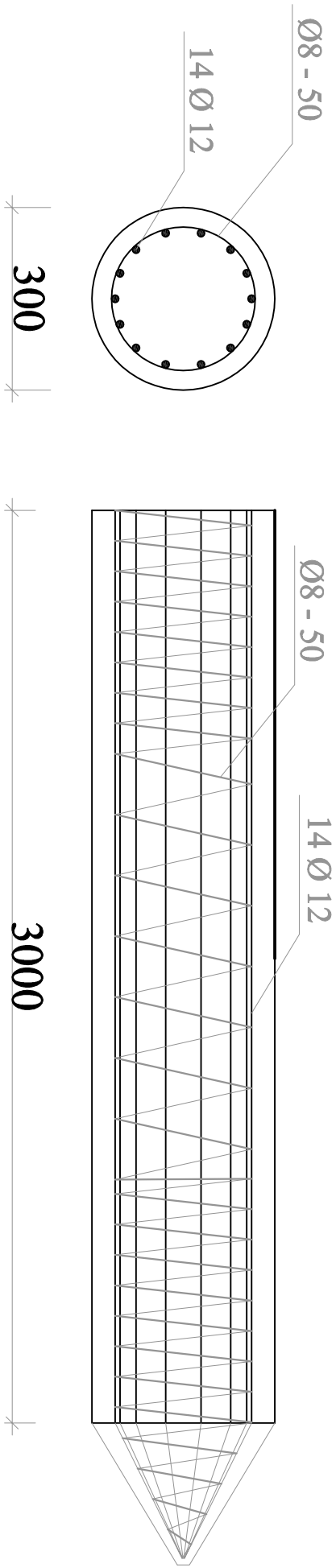


Skala 1 : 25



Detail Penulangan Pile Cap Type T4  
(2 Tiang Pancang)

Skala 1 : 25



Detail Penulangan Tiang Pancang

Skala 1 : 10



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

JUDUL :

GAMBAR PENULANGAN PONDASI

SKALA 1:25

SKALA 1:10

Diperiksa :

Dosen Pembimbing I

Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Dosen Pembimbing II

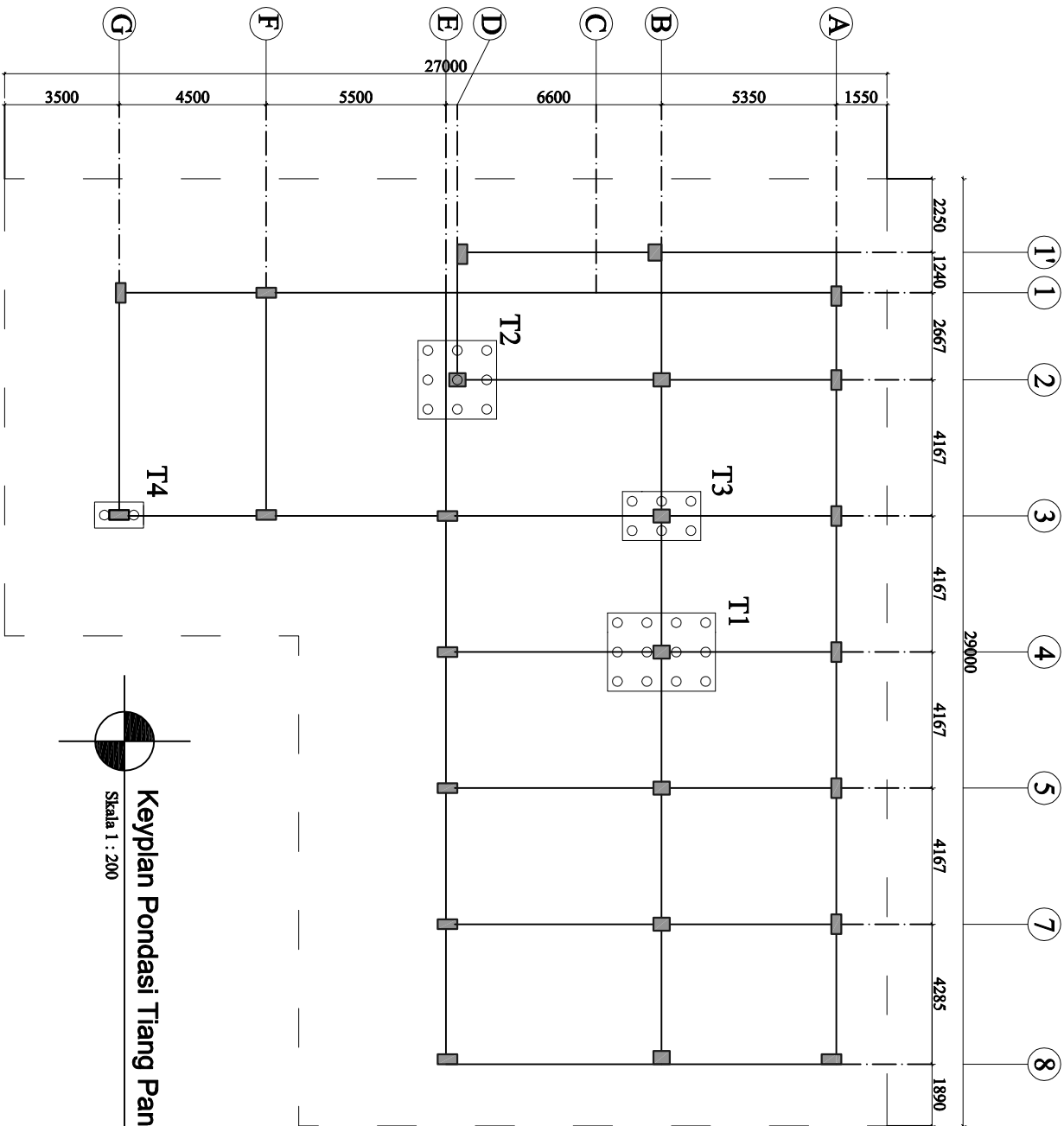
Ir. Munasih, MT.

Nama :

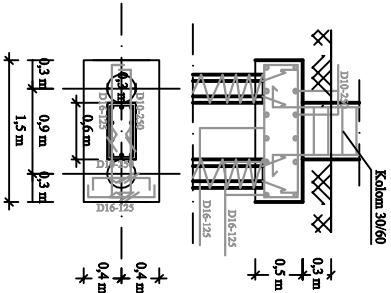
Hadi Wira Nasarani

NIM

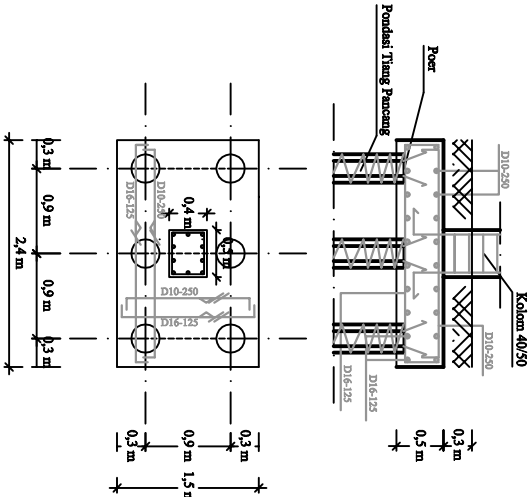
08.21.049



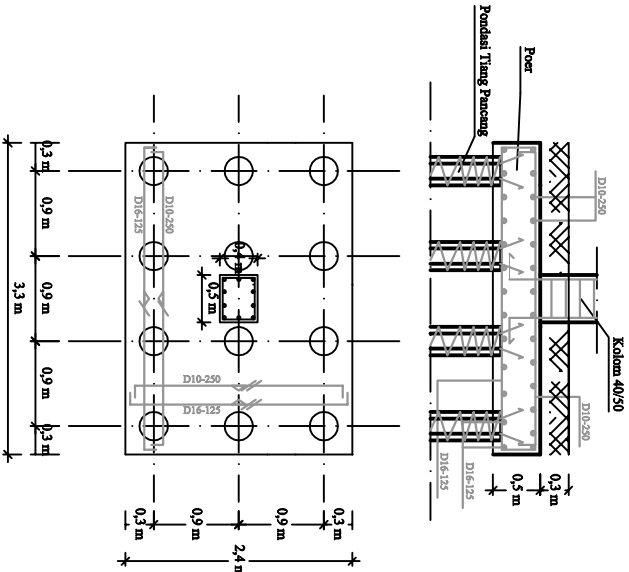
Keyplan Pondasi Tiang Pancang  
Skala 1 : 200



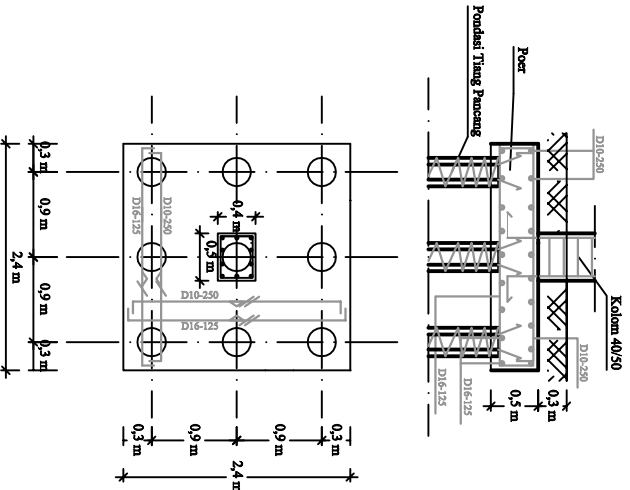
Detail Penulangan Pile Cap Type T4  
Skala 1 : 80



Detail Penulangan Pile Cap Type T3  
Skala 1 : 80



Detail Penulangan Pile Cap Type T1  
Skala 1 : 80



Detail Penulangan Pile Cap Type T2  
Skala 1 : 80



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

JUDUL :

GAMBAR PENULANGAN PONDASI

SKALA 1:200  
SKALA 1:80

Diperiksa :

Dosen Pembimbing I

Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Dosen Pembimbing II

Ir. Munasih, MT.

Nama :  
Hadi Wira Nasarani

NIM  
08.21.049